



TITLE:

崩壊に関する諸因子の影響度評価  
に関する数値実験的研究(  
Dissertation\_全文)

AUTHOR(S):

三森, 利昭

---

CITATION:

三森, 利昭. 崩壊に関する諸因子の影響度評価に関する数値実験的研究. 京都大学, 1994, 博士(農学)

ISSUE DATE:

1994-05-23

URL:

<https://doi.org/10.11501/3077461>

RIGHT:

②

# 崩壊に關与する諸因子の影響度評価に關する数値実験的研究

1 9 9 4 年

三森 利昭

目 次

|  |    |
|--|----|
| 第1章 研究の目的 .....                                | 1  |
| 第2章 浸透を考慮した斜面の安定解析モデル .....                    | 11 |
| 第1節 斜面浸透流解析 .....                              | 11 |
| 1. 基礎式と離散化方法 .....                             | 11 |
| 2. 初期条件の設定方法 .....                             | 12 |
| 第2節 浸透流解析に用いる土壌物理性諸パラメター .....                 | 13 |
| 1. 水分保持特性 .....                                | 15 |
| 2. 不飽和透水係数 .....                               | 16 |
| 3. 土壌水分特性 ( $\theta - \phi$ ) 関係式の適合性の検討 ..... | 17 |
| 4. 比透水係数 ( $K_r$ ) .....                       | 22 |
| 5. 残留体積含水率が体積含水率および比透水係数に与える影響 .....           | 24 |
| 6. パラメター $\alpha$ 、 $n$ の特徴と不飽和透水性に与える影響 ..... | 26 |
| 第3節 斜面安定解析 .....                               | 28 |
| 1. 安定解析法 .....                                 | 28 |
| 2. 不飽和時の土質強度の考慮 .....                          | 29 |
| 3. 浸透流解析結果の安定解析への導入方法 .....                    | 32 |
| 第4節 まとめ .....                                  | 36 |
| 第3章 室内崩壊実験によるモデルの検証 .....                      | 40 |
| 第1節 室内実験方法 .....                               | 40 |
| 1. 実験装置 .....                                  | 40 |
| 2. 供試砂の物理特性 .....                              | 45 |
| 3. 実験条件 .....                                  | 47 |
| 第2節 室内実験の結果と数値実験との比較検討 .....                   | 48 |
| 1. 崩壊の発生時刻 .....                               | 48 |
| 2. 安全率の推移 .....                                | 50 |
| 3. 間隙水圧の観測結果 .....                             | 51 |
| 4. 崩壊の発生位置と崩土の移動 .....                         | 65 |
| 第3節 まとめ .....                                  | 71 |

|  |     |
|--|-----|
| 第4章 降雨条件の崩壊に与える影響 .....                | 73  |
| 第1節 諸パラメーターと初期・境界条件 .....              | 73  |
| 1. 斜面地形 .....                          | 73  |
| 2. 土壌物理性及び土質強度 .....                   | 75  |
| 3. 実験降雨と初期条件 .....                     | 75  |
| 第2節 数値実験結果と考察 .....                    | 77  |
| 1. 安全率の経時変化 .....                      | 77  |
| 2. 地下水面形の時間変化 .....                    | 77  |
| 3. 山体水分量と斜面の安全性 .....                  | 80  |
| 4. 有効貯留量 .....                         | 80  |
| 5. 有効貯留量と安全率 .....                     | 82  |
| 6. 初期条件と斜面の安全性 .....                   | 83  |
| 第3節 まとめ .....                          | 85  |
| 第5章 諸パラメーターが崩壊に与える影響 .....             | 86  |
| 第1節 感度分析手法 .....                       | 86  |
| 1. 浸透解析における初期条件の設定方法 .....             | 89  |
| 2. 比較の対象とするパラメーター .....                | 89  |
| 第2節 結果と考察 .....                        | 95  |
| 1. 標準斜面の数値実験結果 .....                   | 95  |
| 2. パラメーター値の比較検討 .....                  | 99  |
| 3. 崩壊時の斜面有効飽和度と $R/R_{st}$ 指標の関係 ..... | 114 |
| 第3節 まとめ .....                          | 117 |
| 第6章 総括 .....                           | 119 |
| 謝辞 .....                               | 122 |



## 第1章 研究の目的

わが国は、地形が急峻であり、気候上も豪雨が発生しやすいといった自然条件から、土砂災害の発生頻度は高く、その被害は自然災害において大きな割合を占めている<sup>1)</sup>。洪水災害が河道工事を主とする河川洪水対策の進展により激減したのに対し、土砂災害への対処は十分とは言えず、今日なお崩壊を主とする土砂災害で貴重な人命が多数失われている。

崩壊を原因とする土砂災害の未然防止策として、現在2つの方法がとられている。一つは、谷止め工、擁壁工、排水工、山腹工等の構造物によるハードな防止策であり、二つめは、あらかじめ設定した規準降雨を越える降雨があったかあるいはあると予想される場合に避難を行うというソフトな対策である。こうした対策を実際に適用する際、常に問題となるのが次にあげる事項である。

①崩壊が予想される斜面はどのような斜面で、またその規模はどの程度か。

②崩壊が発生する限界降雨はどの程度か。

③崩壊の発生する時刻はいつか。

これまでの崩壊に関する代表的な研究を、上記の問題点にわけて整理すると以下のようなになる。

①に関する研究例には、災害跡地の統計解析により危険斜面における地形・植生等々のパラメーターの抽出を行い、その法則性から危険斜面を推定していく小橋ら<sup>2)</sup>の方法、微小地形に着目し侵食営力の大きな崩壊潜在斜面（ゼロ次谷）を特定していく塚本ら<sup>3)</sup>の方法等がある。前者は既往の災害地調査資料から統計的な処理によって崩壊の場の特徴を抽出し、危険斜面の特徴を明らかにする方法である。後者は、侵食営力の大きい場に着目し、地形分類的に危険斜面を特定するという方法である。両者の方法の大きな相違点は、危険斜面を特定していく過程にあり、方法論の違いにあるといえる。

②では、降雨に対する崩壊の応答関係にのみ着目し、流域貯留量に着目した端野ら<sup>4)</sup>、先行降雨と短時間雨量の組み合わせによる瀬尾ら<sup>5)</sup>、池谷<sup>6)</sup>の方法、降雨流出解析モデルであるタンクモデルの水位と崩壊との関連性を考察した、鈴木ら<sup>7)</sup>の研究がある。これらは、警戒基準雨量の策定・広域の危険雨量の策定に関

しては十分現実に答えうるものであるが、その基準値の設定には既往の災害資料と降雨・流出の応答関係についてのデータ収集が必須であり、未被災区域への適用には難しい側面を有する。また、個別斜面の崩壊予測については、モデル自身にブラックボックス的な部分が多いため、個別斜面の特徴をモデルに反映させることは困難である。

③では、実際の地すべりや室内崩壊実験に対し、移動量の経時変化を測定した結果を用い、クリープ理論に基づき崩壊時刻を予測する研究がある（土屋<sup>8)</sup>、福岡<sup>9)</sup>）。しかしながら、崩壊時刻予測のためには移動量の測定が必須であるため、実際に山地において発生する表層崩壊のように先駆現象がなく発生場所の特定が困難である場合、一部の例外をのぞき、あらかじめ測器を配置し移動量を測定することが難しく、活用することが難しい。

近年、崩壊発生場に関する①から③の問いに関して対処することが可能な、浸透と安定問題を組み合わせた崩壊解析モデルが提示されてきているが、モデル自体の持つ問題点やモデルへの入力として必要な物理定数に関する検討等々が不十分であるため、実際の崩壊現象を解析する以前に解決すべき問題点がいまだ存在しており、実用に供するまでには至っていない。しかし、崩壊が土の有効応力の低下によって起こることは明らかであり、降雨と地下水位の応答関係である浸透現象を考慮しているこれらのモデルは、崩壊規模・時刻の予測に対してきわめて有効な手段と考えられる。また、①の問題に対する回答を与えるためには、崩壊に関与する諸パラメーターが崩壊に及ぼす影響を評価した上で危険斜面を抽出していくことが重要であるが、この種のモデルは、地形、土壌の物理性及び土質強度、降雨条件等崩壊に関与するほとんどすべてのパラメーターを内在しているため、最もふさわしい解析手法といえる。

最初に、既往の斜面の浸透と斜面の安定問題を組み合わせたモデルの解析手法をここで整理する。斜面における浸透と安全性を扱った研究には、浸透現象ならびに崩壊の発生機構を支配する物理則に則り、斜面の安全性に関して時系列的に追跡していくという、解析モデルの骨格として共通点があるが、浸透及び斜面安定の解析において使用する手法によって分けられ、それらの手法の組み合わせに



よって、各々のモデルが意義づけられている。

まず第1のモデルとして、斜面の浸透問題に関し鉛直方向に関する浸透過程を単純化し、流域を微小な正方形セルに区分した上でセル間の流下水の運動を飽和ダルシー則と連続式によって地下水位の時間変化を算出し、得られた間隙水圧を使い無限長斜面安定解析式によりセルごとに安定計算を行って各時刻ごとに安全率を求め、危険セルの特定を行っていく沖村ら<sup>10)</sup>の方法がある。同様な解析方法として、平松ら<sup>11), 12)</sup>はセル間の浸透を沖村らと同様な取扱いをする一方、沖村らが鉛直浸透を無視したのに対し、鉛直方向の浸透を飽和・不飽和1次元浸透<sup>11)</sup>あるいはタンクモデル<sup>12)</sup>によって考慮し、現地の調査結果との比較を報告している。これらの手法は3次元的な広がりを持つ広い地域をその解析対象とすることが可能であるという長所を持つが、浸透解析および斜面安定解析中でかなり簡易化を行っており、以下に上げるような問題点を有する。この種のモデルの基本であるセル分割に際して、崩壊の規模と解析セルの大きさがほぼ同じかそれ以下ではないとセルのもつ代表性が損なわれるため、セルの大きさに対する制限が存在する。例えば地質・地形等が微細に変化し、対象とする崩壊の規模が小さな場合、セルの大きさも必然的に小さくする必要がある。この結果、無限長斜面の安定解析式の前提条件である、斜面長が深さに比べ非常に長いという条件に矛盾することがありうる。また、浸透解析において、不飽和時の側方浸透を無視している点や斜面の初期水分条件の簡略化に合理性がない点も問題点として上げることができる。降雨初期の土層水分状態は、不飽和透水性を規定するなど浸透に与える影響は大きく、その初期条件の設定によって、崩壊の発生を左右する飽和域の発生場所及び時刻は大きく異なることが予想される。また、地形を正方形に分割することからセルが地形の起伏に対して大きい場合には、セル間の流れの方向が実際の流線と一致しないことが起こりうる。一方斜面の安定解析では、無限長斜面安定解析式で最も危険なすべり面すなわちすべり面深度の探索を行わない点や、セル間の応力を考慮していないなど、安定解析としての基本的な問題点をその解析手法に内在している。この結果、崩壊の位置に関して、シミュレーションと現実とに必ずしも良い一致が見られない結果となって現れているものと考えられる。

次に第2の方法として、個別の崩壊を塑性域の発生による局所破壊ととらえ、安定解析を有限要素法による2次元の弾塑性解析、浸透を定常飽和不飽和浸透解析とした川本ら<sup>13)</sup>の研究がある。その中で、既往の地すべりに関する解析の結果、塑性領域が極限釣合法によるすべり面と良く一致することを報告している。弾塑性理論に基づくモデルは一般に、降伏条件の選定如何では局所安全率を求めることが可能であるが、崩壊土塊全体としての安定性がもとめられないという点や、初期応力条件の設定が難しい等の解決すべき問題点を有している。また、降雨による崩壊は非定常浸透現象の帰結として発生するものであるが、これまでの報告は少なく、マスマーブメントとしての崩壊を説明した例はない。

第3の方法として、対象が2次元の小規模斜面に限定されるが、浸透に関してはRichards式を用いた飽和・不飽和浸透解析、斜面安定解析は危険すべり面を探索することのできる極限平衡法を採用する、矢田部<sup>14)</sup>、風間ら<sup>15)</sup>、鈴木ら<sup>16)</sup>の研究がある。矢田部は、模型斜面の散水実験の結果と飽和・不飽和浸透流解析結果とが良く符合することを実証した上で、決定することが困難な降雨開始時の初期水分状態を豪雨前の無降雨日数と関連づけて全層均一という水分状態として単純化し、モデル斜面でのそれぞれの初期水分ごとの浸透・安定解析により、崩壊が想定されるまでの累積降雨量を算出することが可能であると報告している。しかしながら、山地斜面土層内の圧力ポテンシャル値は、多くの観測の結果から位置によって異なっており、鉛直方向に圧力ポテンシャル値が同一であることはまずなく、また斜面下部は湿潤であり斜面の上方はそれより乾燥しているのが一般的で、全層均一という初期条件の単純化には問題がある。さらに、室内崩壊実験あるいは山地斜面での散水実験を行ってはいないが、室内実験の結果に示された崩壊の形態は侵食といえるものであり、提唱する飽和不飽和浸透と極限平衡法による解析を室内実験あるいは現地実験に適用しておらず、モデルの有効性についての確認は行っていない。また、不飽和土の強度についてもそのモデルでは扱っていないなどの問題点を有している。一方、鈴木らは道路法面に発生した崩壊を対象として矢田部等と同様に解析している。その際、初期飽和度として仮定した値を、矢田部らと同様に全層均一に与え（この場合0.35と0.50）、崩壊発生日の10日前から非定常計算を開始し安定解析を行っている。報告では、浸透解析にお



ける斜面モデルが記載されておらず詳細が不明であることや、崩壊の発生した地山の土質条件を層状の分布と仮定し、斜面よりかなり奥まで連続している泥岩に対し表層土に近い土壌物理性を与えていること、非定常計算を10日間前から始める理由については報告の中でふれていない点などのいくつかの問題点があげられるが、基本的な斜面モデルが不明のため詳細な検討を困難にしている。風間らは1.5m程度の小規模斜面での浸透実験を行い、浸潤前線の降下傾向が飽和不飽和浸透解析結果と良く一致していることを確認した上で、実際に発生した崩壊事例について検討している。その際斜面の初期水分条件については、矢田部・鈴木らと同様に、初期飽和度として仮定した値を用いており、やはり全層均一の初期水分条件としている問題点がある。また、土壌物理パラメーターとして浸透解析において重要な不飽和透水性の設定についても鈴木らと同様に不明である。

ここで上記の三者に共通する問題点を整理する。第1に、室内あるいは現場において実際に崩壊を発生させ、その間の間隙水圧（正・負圧を含めて）の変動を観測し、そのデータを用いて解析手法の妥当性の検討を行っていない点である。第2の問題点として、浸透解析における初期水分条件の与え方を上げることが出来る。全層均一とした初期水分条件の設定方法に欠落しているものは、自然現象において普遍的に存在し、最も重要な概念（次元）としての時間である。現実の斜面の水分状態は非定常条件下にあり、時間の概念の欠けた初期条件を開始点とし、それ以降の非定常な自然現象を説明することは、不可能であることは容易に理解されよう。したがって、この問題を解決するためには、時間に依拠した初期条件の設定方法を示すことが必要となるが、既往の研究例では広域の場合を含めてもこれまで全く提示されていない。第3に共通する問題として、極限平衡法において解の精度を大きく左右するスライス数の検討がその論文中にないことを指摘することが出来る。宇野<sup>17)</sup>らは、Bishop法およびBaker法に関してスライス分割数に関して分割数が10以下の場合安全率の精度が悪いことを指摘しており、スライス分割数について配慮することが必要である。この問題に関して、矢田部は数種の極限平衡法間の安全率及び崩壊規模に関する数値実験中で、スライスを1m幅と固定しているため、すべり円弧の大きさにより当然スライス数は変化しているものと思われ、スライス数すなわち精度的に異なるすべり円弧間で比較している可能性がある。鈴木は浸透解析要素の縦方向の集合を分割スライスとして



いるが解析時のスライス数に関する記述はない。

このように、飽和不飽和浸透と極限平衡法を組み合わせた既往の崩壊に関する研究例には問題点が数多く残されていることが指摘できるが、これらの問題点が解決されるならば、この方法は崩壊の発生する場と時間の特定をかなり厳密に検討することが可能であるとともに、崩壊に関与する因子のほとんどすべてがそのモデルの中で表現されており、前述のように崩壊の発生を左右する因子の抽出ための感度分析的な検討には最もふさわしいものと判断する。

次に、崩壊に関与する諸パラメーターの影響評価を行うといった感度分析に関するこれまでの研究についてここで総括する。崩壊に関与する諸要因（パラメーター）の振る舞いについて解析する場合、標準的な斜面を設定し、あるパラメーターについてのみ値を変化させ、適当な物理量を評価値として設定し、その評価値の変動によってパラメーターの崩壊発生への影響を検討することが基本となる。このような研究は、これまで無限長斜面安定式により行われており、パラメーターの感度について安全率を評価基準として検討がなされている（例えば、Simons et al.<sup>18)</sup>、沖村<sup>19)</sup>、遠藤<sup>20)</sup>）。これらの報告の場合、例えば感度分析の対象が傾斜とすると、傾斜角だけを感度パラメーターとし、その他のパラメーターはすべて同一（傾斜によらず一定）とした上で、安全率の変化を取り上げ検討を行っている。その際、間隙水圧についても同様に、斜面傾斜に関わらず一定として検討を行っているが、同じ時刻あるいは同じ降雨総量の時でも、傾斜が異なる場合、位置水頭勾配の違いから間隙水圧の値も当然異なる。逆に、間隙水圧値が同一であれば、傾斜によってその出現する時刻は異なり、間隙水圧に傾斜と時間の要素が内在しているのが理解される。したがって、傾斜を感度パラメーターとした場合に地下水深を同一として傾斜間の比較を行うことは、違う時間ステージの対象同士を比較していることになる。これはとりわけ、間隙水圧値に影響を与えるパラメーターの感度分析において生じる問題である。また、上記にあげたすべての感度分析的研究が、評価基準として安全率を採用していることについても疑問を感じる。完全に飽和している斜面でも安全率が1.0より大きければ崩壊が起きないと理解されるが、崩壊の発生し得ない斜面に対して感度パラメーター値を変化させた結果として、たとえば安全率が1.5から3.0に増加したとしても、崩壊の発生自体に対しては感度

パラメーターの変化は何の意味も持たない。安全率自体の意味するものは、崩壊営力（あるいはモーメント）に対する抵抗力（モーメント）の比であり、斜面の静力学的なつりあい状況である。崩壊のように現象が生起するか（ $F_s=1.0$ ）、しないか（ $F_s>1.0$ ）ということが大きな意味を持つ場合、現象が起きた時点での外的インパクト値（例えば地震による崩壊の場合の加速度や降雨による崩壊の場合では降雨強度）か、あるいは現象が生起するまでに与えられた外的インパクトの累積値（降雨による崩壊でいえば累積降雨量）などの、現象を生起させる原因そのものを評価基準として採用する方が、安全率の変化値で評価するより合理的であろう。上記に上げた安全率を評価基準とする感度分析的研究の他に、先に上げた平松ら<sup>12)</sup>の研究がある。平松らは鉛直方向をタンクモデル、セル間を雨水流法による浸透解析と無限長斜面安定解析式を用いた解析モデルを用い、因子感度の評価基準に崩壊が想定されるセルの数を選択し、表土層厚・飽和透水係数・土質強度等の因子に関して感度分析を行っている。しかしながら、評価基準として選択した崩壊発生斜面総（セル）数には、解析対象とした地形の要因が関与しており、異なった対象地を選択して同様の解析を行った場合全く違った結果が得られる可能性が考えられ、評価基準としての代表性に少なからぬ疑問がある。

このように、崩壊に関する感度分析的研究のためには、時間的に同一なステージの上での比較を行いうる新たな感度分析手法と安全率等にかわる新たな評価基準を提案することが必要であろう。

以上のような既往の研究の総括から、本研究の主な目的として、①飽和不飽和浸透解析と極限平衡法を組み合わせたこれまでの報告例に内在するこれらの諸問題点の解決策を明示し、②提案するモデルが崩壊現象を十分説明しうるものであることを実証した上で、③安全率にかわる新たな評価基準を選定し、崩壊に関与する諸要因の影響度を評価することの3つの課題を設定する。

本研究では以下に述べる構成で論旨を展開している。第2章では、本研究の骨格である飽和不飽和浸透解析（有限要素法）と極限平衡法（簡易Bishop法）による斜面安定解析を組み合わせた崩壊解析モデルの概略を主に述べる。その際、初期条件の設定方法に関しては、降雨開始時の斜面が排水過程にあることに注目し、



排水非定常過程にある1時点の水分分布を初期条件として採用することで、時間の概念を導入し解決を図る。あわせて浸透解析結果を左右する土壌物理性について、実験式の適合性を非線形最小自乗法によって検討し、測定することが困難な不飽和透水性を土壌水分特性から推定する手法を実測データに基づいて検討する。更に、不飽和時の土質強度の斜面安定解析中における評価方法を示すとともに、浸透解析要素と独立したスライス分割方法と間隙水圧の近似方法を提示する。第3章では室内崩壊実験の結果によるモデルの検証を記している。モデルの検証のために正負含めた間隙水圧の土層内分布の経時変化を、新たに考案した間隙水圧計（テンシオメーター）を用いて、検証に使用し得る、精度の良い圧力ポテンシャルデータを集集し、斜面内圧力ポテンシャル分布の経時変化と数値実験の結果を比較するとともに崩壊発生時刻の検討を行う。さらに、崩壊発生位置と崩土の移動形態について検証を行い、提案するモデルの再現性について検討する。第4章では、崩壊に関与する因子のうち、特に崩壊の引き金となる降雨について、降雨強度および累積降雨量の崩壊発生に与える影響を検討する。第5章では、降雨以外の崩壊関与因子の感度分析を行い、各因子の影響度を比較する。その際、累積降雨量を評価基準として採用し、斜面傾斜・斜面長・斜面型・土層深度等の地形、透水係数・粘着力・内部摩擦角等の土壌物理性について崩壊発生に与える影響度を比較する。第6章では本研究の総括を記している。

## 引用文献

- 1)例えば、防災白書平成5年度版、国土庁編。
- 2)小橋澄治・今井篤雄・今井重利(1974):切取のり面の安定度予測法の検討、鉄研報告、vol.895、pp.1-43.
- 3)塚本良則・平松伸二・篠原斉四郎(1973):侵食谷の発達様式に関する研究(Ⅲ) - 0次谷と山崩れの関係 -、新砂防、vol.26、no.2、pp.14-21.
- 4)端野道夫・室田明(1971):豪雨による山腹崩壊土砂生産に関する推計学的研究、土木学会論文報告集、no.188、pp.33-43.
- 5)瀬尾克美・船崎昌継(1974):土砂害(主に土石流的被害)と降雨量について、新砂防、88.
- 6)池谷浩(1974):降雨強度比による土砂害からの避難基準に関する一私案、新砂防、94.
- 7)鈴木雅一・福嶋義宏・武居有恒・小橋澄治(1979):土砂災害発生危険雨量、新砂防、110、pp.1-7.
- 8)土屋智(1991):地すべり性崩壊の発生予測法とその適用に関する研究、静岡大学農学部演習林報告、no.18、pp.1~50.
- 9)福園輝旗(1985):表面移動の逆数を用いた降雨による斜面崩壊時刻の予測法、地すべり、no.82、pp.8~13.
- 10)沖村孝・市川龍平・藤井郁也(1985):表土層内浸透水の集水モデルを用いた花崗岩表層崩壊発生位置の予知のための手法、新砂防、vol.37、no.5、pp.4-13.
- 11)平松晋也・水山高久・石川芳治(1990):雨水の浸透流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究、新砂防、vol.43、no.1、pp.5-15.
- 12)ー・ー・奥山清一(1991):崩壊モデルを用いた各種崩壊要因の影響度評価、新砂防、vol.43、no.5、pp.11-18.
- 13)川本治・田中忠次(1983):弾塑性論を適用した斜面の崩壊解析、農土試技報、no.153(CE-1)、pp.35-48.
- 14)矢田部龍一(1986):まさ土地帯における降雨時の斜面崩壊の機構と予測に関する研究、京都大学学位論文.

- 15)芥川真知・風間秀彦・中島健一(1983):降雨の浸透を考慮した砂質斜面の安定性について、第18回土質工学研究発表会講演集、pp.1277-1280.
- 16)鈴木壽・松尾稔(1987):飽和度の変化にともなう不飽和度の強度特性に関する研究、不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム(土質工学会)、pp.79-86.
- 17)宇野尚雄・浅井圭二・五十嵐誠(1987):対数ら線を用いた斜面安定解析の試み、土と基礎、vol.35、no.11、pp.33-38.
- 18)Simon, D.B. et al.(1978):Mapping of potential landslide areas in terms of slope stability, USDA Forest Service Rocky Mountain Forest Range Experiment Station.
- 19)沖村孝(1987):山地斜面崩壊の調査と対策、地質と調査、no.33、pp.22-28.
- 20)遠藤泰造(1988):山地斜面の安定度評価とその保全対策、林業試験場北海道支場研究レポート、no.18.



## 第2章 浸透を考慮した斜面の安定解析モデル

この章では、2次元飽和・不飽和浸透流解析と極限平衡法による斜面の安定解析を組み合わせた斜面安定解析モデルの概要を述べる。第1章で指摘した浸透解析における初期条件の設定についての問題点の解決方法と、解析モデル中で用いる土壌物理性および不飽和土質強度の特性値を表す実験式についても検討を加える。

### 第1節 斜面浸透流解析

#### 1. 基礎式と離散化方法

飽和・不飽和浸透に関する基礎式としては、飽和ダルシー則を不飽和領域に拡張し、圧力ポテンシャルで表記するRichards<sup>1)</sup>の2.1式と、2.1式を変換し水分量 $\theta$ に関する拡散型とした式(Klute<sup>2)</sup>)がある。安定解析の際、有効応力解析によるか全応力解析を用いるかによって、Richards型かKlute型のどちらを用いるかが決定される。本研究では、不飽和土の強度を有効応力概念によって評価するため、圧力ポテンシャルの斜面内分布が解として得られる2.1式を基本式として採用する。数値解法としては、安定解析での精度の向上を意図し、斜面形近似がなめらかにできる有限要素法を採用する。以下に浸透解析についての概略を述べる。本解析では、要素としてはもっとも簡単な3角形1次要素を用いる<sup>3)</sup>。

$$C(\phi) \frac{\partial \phi}{\partial t} = \nabla [K(\phi) \nabla (\phi + z)] \quad 2.1$$

ここで、 $C$ は比水分容量( $=d\theta/d\phi$ )、 $K$ は透水係数、 $t$ は時間をそれぞれ表している。

2.1式をGalerkin法により空間、時間の順に離散化すると2.2式を得る<sup>4)</sup>。

$$\begin{aligned} & \left( \frac{[C]}{\Delta t} + \frac{2}{3} [K] \right) \{ \phi^{m+1} \} \\ &= \left( \frac{[C]}{\Delta t} - \frac{1}{3} [K] \right) \{ \phi^m \} + \frac{2}{3} \{ F^{m+1} \} + \frac{1}{3} \{ F^m \} \end{aligned} \quad 2.2$$

ここで、節点数を  $n$  とすると、 $\{\phi\} \cdot \{F\}$  は  $n \times 1$ 、 $[K] \cdot [C]$  は  $n \times n$  の行列、右肩の番号は連続する 2 時点における値を意味し、 $\Delta t$  はその時間間隔 ( $s$ ) である。 $\{\phi\}$  は各節点の圧力ポテンシャル値を成分とし、 $\{F\} \cdot [K] \cdot [C]$  はそれぞれ 2.3、2.4、2.5 式によって求められる。

$$\{F\} = \sum_{e=1}^M \left[ - \iint_s k_y \frac{\partial \{N\}}{\partial y} ds - \iint_s Q \{N\} ds + \oint_L f dl \right] \quad 2.3$$

$$[K] = \sum_{e=1}^M \iint_s \left( - \frac{\partial \{N\}}{\partial x} k_x \frac{\partial \{N\}}{\partial x} - \frac{\partial \{N\}}{\partial y} k_y \frac{\partial \{N\}}{\partial y} \right) ds \quad 2.4$$

$$[C] = \sum_{e=1}^M \iint_s \{N\} C^t \{N\} ds \quad 2.5$$

ここで、 $e$  は要素番号、 $M$  は要素数、 $\{N\}$  は線形補間関数、 $f$  は境界における流速を表し、面積分と線積分は各要素ごとの値である。これを逐次解くと  $\{\phi\}$  の時間変化が求められる。 $\phi$  は圧力ポテンシャルであり、後述の安定解析に入力値として渡される。

## 2. 初期条件の設定方法

浸透流解析を行なう際、土層全体の圧力ポテンシャル分布の初期値が必要となる。室内実験のように複数の間隙水圧計によって斜面内水分分布の状態が把握できる場合を除くと、自然に近い状態の初期条件を設定するのは非常に難しい問題である。第 1 章でもふれたが、飽和・不飽和浸透を考慮した上で崩壊を扱った報告例では、土層内の圧力ポテンシャルの初期値について、前述のように無降雨日数を考慮しそのときの山体水分量に見合う圧力ポテンシャルの観測値を全領域に対して均一に与えるか、あるいは適当な初期飽和度として同様に均一であるとして与えている。また、飽和不飽和浸透のみを扱った研究においても全層均一か領域内における全水理水頭が均一、すなわち領域内での水の流動がない状態から計算している例が多い。しかし、斜面全域が均一な圧力ポテンシャル値であることは自然斜面においてはありえず、また全領域内で水の流動がない状態は自然界では存在しえないため、これらを初期値とした場合、計算開始当初の不自然な状態はかなり後まで影響するものと思われる。第 1 章でも述べたように、全層均一あ



るいは全水理水頭が均一といった初期水分条件の設定方法に欠落している最も重要な点は、時間の概念である。現実の斜面の水分状態は非定常条件下にあり、時間の概念の欠けた初期条件を開始点としてそれ以降の非定常な自然現象を説明することは、不可能であることは容易に理解されよう。本研究では、初期条件の設定方法として、多数の間隙水圧計により圧力ポテンシャル値の斜面内分布が求められる室内崩壊実験を記した第3章を除き、第4、5章における数値実験では次に述べる坪山ら<sup>3)</sup>の方法を採用する。坪山らは、斜面が降雨開始期において必ず排水過程にあることから、ある強度の降雨の定常状態から排水していく過程を非定常解析から求め、ある1時点の斜面内水分分布を初期値とする方法である。斜面土層内の乾湿状態は斜面からの流出水量と関係があり、斜面が湿潤であるほど流出水量が多く、乾燥しているほど流出水量が少ないことから、0.01mm/hの流量になった時点を初期値とし、降雨入力を開始し以降の数値実験を行っている（図2.1 参照）。この方法は、初期条件に時間の概念を導入し、降雨開始期の非定常状態を考慮した初期条件の与え方であり、現実の斜面での現象に近く有効な初期条件の設定方法である。また、流出水量は斜面内の圧力ポテンシャルの分布に比べ比較的得やすい情報であり、実際の山地斜面の解析にも用いることが可能と考えられる。

## 第2節 浸透流解析に用いる土壌物理性諸パラメーター

水分移動現象の解析には、土壌の物理性を表わすパラメーターとして、体積含水率（ $\theta$ ）と土中水分の圧力ポテンシャル（ $\phi$ ）の関係と、飽和時に対する透水性の比率すなわち比透水係数（ $K_r$ ）と $\phi$ あるいは有効飽和度（ $\Theta$ ）の関係が必要となる。これらは土壌水分試験・不飽和透水試験で実測することができるが、前者の土壌水分試験の実施が比較的容易であるのに対し、後者の不飽和透水試験は特殊な装置と高度な技術が必要であり、直接計測に変わりうる簡便な方法が求められている。このような背景から、土壌中の孔隙組成を表わす $\theta-\phi$ の関係から $K_r-\phi$ 関係を推定する方法として、いままで提唱されてきたいくつかのモデルのうちvan Genuchtenら<sup>5)</sup>の方法を主に取り上げ、その他のモデルとの間で実測値との適合性の比較検討を本項で行なう。

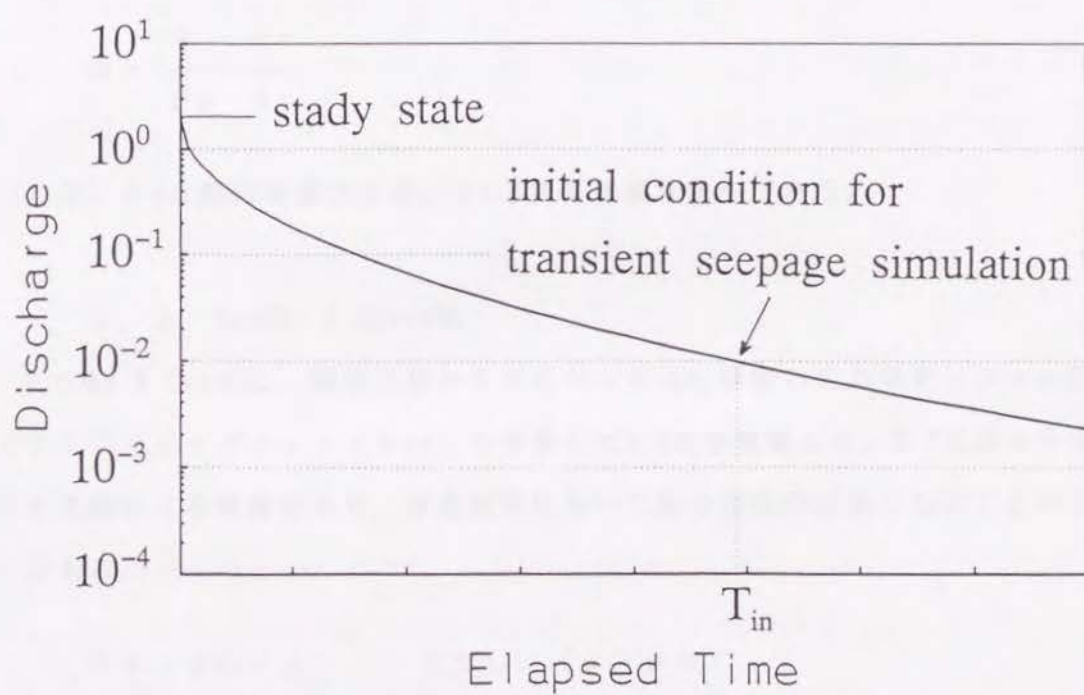


図2.1 初期条件設定方法の概念図

Fig.2.1 Schematic sketch of initial condition of seepage simulation

## 1. 水分保持特性

土壌中に含まれる水分のエネルギーポテンシャルすなわち圧力ポテンシャル ( $\psi$ ) と、体積含水率 ( $\theta$ ) との関係については古くから研究が行なわれ、今までに多くの実験式が提唱されている。代表的なものとして、Brooks & Corey<sup>6)</sup>、谷<sup>7)</sup>、van Genuchten らによる実験式をここで検討することにする。これらは、いずれも式に示されるように、圧力ポテンシャルによって有効飽和度  $\Theta$  を表わそうとするものである。有効飽和度  $\Theta$  は飽和時が 1、水分移動のない状態が 0 となる指標であり、2.6 式によって表わされる。

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad 2.6$$

ここで、 $\theta_s$  は飽和体積含水率、 $\theta_r$  は残留体積含水率である。

### 1. 1 Brooks & Corey 式

Brooks & Corey は、飽和状態から大気が入り込む瞬間の圧力ポテンシャル即ちエアエントリーバリュー ( $\psi_{cr}$ ) を考慮した 2.7 式を考案した。2.7 式は  $\psi = \psi_{cr}$  で不連続になる特徴があり、浸透解析において解の発散の原因となることがしばしばある。

$$\Theta = (\psi_{cr} / \psi)^\lambda \quad \text{ただし、} (\psi \geq \psi_{cr}) \quad 2.7$$

### 1. 2 谷式

谷はエアエントリーバリュー値付近の連続性を持たせた次式を提唱している。2.8 式は未知パラメーターが一つであるという特徴を有しているが、 $\psi(\Theta)$  の逆関数が求められないことから、後述する  $\Theta - \psi$  関係式からの不飽和透水係数の推定に適さないという問題点がある。

$$\Theta = (\psi / \psi_0 + 1) \exp(-\psi / \psi_0) \quad 2.8$$



### 1. 3 van Genuchten式

van Genuchten は飽和から不飽和まで連続であり、後述する不飽和時の透水性の推定式に必要となる  $\psi - \theta$  の逆関数が求めることのできる2.9 式を提唱している。

$$\theta = \left\{ \frac{1}{1 + (\alpha \psi)^n} \right\}^m \quad 2.9$$

### 2. 不飽和透水係数

有効飽和度から不飽和時の透水性を導出する方法は、大別すると以下の2つに分けることができる。1つはKozenyに始まる比透水係数を有効飽和度のべき乗で表す方法(2.10式)であり、もう一つは細管の分布特性と水理特性を考慮して有効飽和度-圧力ポテンシャル関数から比透水係数を求める方法である。

$$K_r = K / K_{sat} = \theta^\alpha \quad 2.10$$

前者には、 $\alpha$  の値によって、Averjanov<sup>8)</sup> ( $\alpha=3.5$ ), Irmay<sup>9)</sup> ( $\alpha=3.0$ )らの提唱する式があるが、何種類かの土の実測値から2.10 式の $\alpha$ を求めた報告<sup>10)</sup>によると、 $\alpha$ は土粒子の組成により2.5から10までの幅広い値をとることが指摘され、AverjanovやIrmayのように $\alpha$ の値が一定でないことが指摘されている。

後者に属するものには、Burdine<sup>11)</sup>, Wyllie & Gardner<sup>12)</sup>, Farrell & Larson<sup>13)</sup>, Childs & Collis-George<sup>14)</sup>, Millington & Quirk<sup>15)</sup>, Kunze et al.<sup>16)</sup>, Mualem<sup>17)</sup>等がある。以下に代表的なものとして、Burdine, Mualemの提唱式をあげる。これら2つの提唱式は $\psi(\theta)$ の関係式を求めることができ、2.11、2.12式の積分が可能であれば、 $K_r$ を $\psi$ の関数として求めることができる特徴がある。

#### 2. 1 Burdineモデル

$$K_r(\theta) = \theta^2 \int_0^\theta \frac{1}{(\psi(x))^2} dx \bigg/ \int_0^1 \frac{1}{(\psi(x))^2} dx \quad 2.11$$

## 2. 2 Mualemモデル

$$K_r(\theta) = \theta^{1/2} \left[ \int_0^\theta \frac{1}{\phi(x)} dx \right] / \left[ \int_0^1 \frac{1}{\phi(x)} dx \right]^2 \quad 2.12$$

これらの式と有効飽和度 ( $\theta$ ) - 圧力ポテンシャル ( $\phi$ ) 関係式を組み合わせることによって、有効飽和度 - 圧力ポテンシャル関係式のパラメータを用いて不飽和透水性を表現することができる。以下に、主な  $K_r - \theta$  関係式を挙げる。

## 2. 3 Mualem + van Genuchtenモデル

$$K_r(\theta) = \theta^{1/2} \{1 - (1 - \theta^{1/m})^m\}^2, \quad (m = 1 - 1/n, \quad 0 < m < 1) \quad 2.13$$

## 2. 4 Burdine + van Genuchtenモデル

$$K_r(\theta) = \theta^2 \{1 - (1 - \theta^{1/m})^m\}, \quad (m = 1 - 2/n, \quad 0 < m < 1; \quad n > 2) \quad 2.14$$

## 2. 5 Mualem + Brooks & Coreyモデル

$$K_r(\theta) = \theta^{3+2/\lambda} \quad 2.15$$

## 2. 6 Burdine + Brooks & Coreyモデル

$$K_r(\theta) = \theta^{2.5+2/\lambda} \quad 2.16$$

Mualemは、Averjanov, Wyllie & Gardner, Millington & Quirk と独自のモデル ( $\theta - \phi$  関係式はBrooks & Corey (2.7 式)) を比較して、2.15式が飽和度の幅広い領域において適合性がよいとしている。また、van Genuchtenは、2.13、2.14式を実測値を用いて検討した結果、2.13式が実測値と良く符合したと報告している。次項以後では、Mualemとvan Genuchten の報告にもとづき、わが国の土壌に対し、2.7、2.9、2.13、2.15式の適用が可能かどうかについて検討する。

## 3. 土壌水分特性 ( $\theta - \phi$ ) 関係式の適合性の検討

土壌水分特性関係式の適合性の検討を本項で行う。材料としては、100cc 採土円筒で採取した非攪乱のまさ土 (5 試料) を用いることにした。土壌水分特性を求める方法には、土柱法、吸引法、加圧法 (加圧板法、加圧膜法)、遠心法、蒸

気圧法等の方法がある。それぞれの試験法により測定できる圧力ポテンシャルの水頭値範囲は、土柱法が $0\sim100\text{cmH}_2\text{O}$ 、吸引法が $0\sim300\text{cmH}_2\text{O}$ 、加圧板法が $0\sim10^3\text{cmH}_2\text{O}$ 、加圧膜法が $10^3\sim2\times10^4\text{cmH}_2\text{O}$ 、遠心法 $10^2\sim10^4\text{cmH}_2\text{O}$ 、蒸気圧法が $10^4\sim10^7\text{cmH}_2\text{O}$ とされており、目的とする圧力ポテンシャル値により、試験法が選択される<sup>18)</sup>。一般に、山地斜面では、乾燥した状態でも $10^3\text{cmH}_2\text{O}$ を上回る圧力ポテンシャルが生じることはまれであることから、 $10^3\text{cmH}_2\text{O}$ を上限とする加圧板法を用いることにする。図2.2は使用した試験装置の概要を示している<sup>19)</sup>。加圧板法は試料をおいた圧力室内を加圧し（Pa）、土壌下端のフィルターを介し大気圧に接する自由水に接続させることにより土壌試料を圧力室内の圧力と等価な不飽和状態（-Pa）とすることによって、含水率を計測する方法である。図に示す試験装置は、試料内圧力をレギュレータで制御するとともにビュレット水位を微差

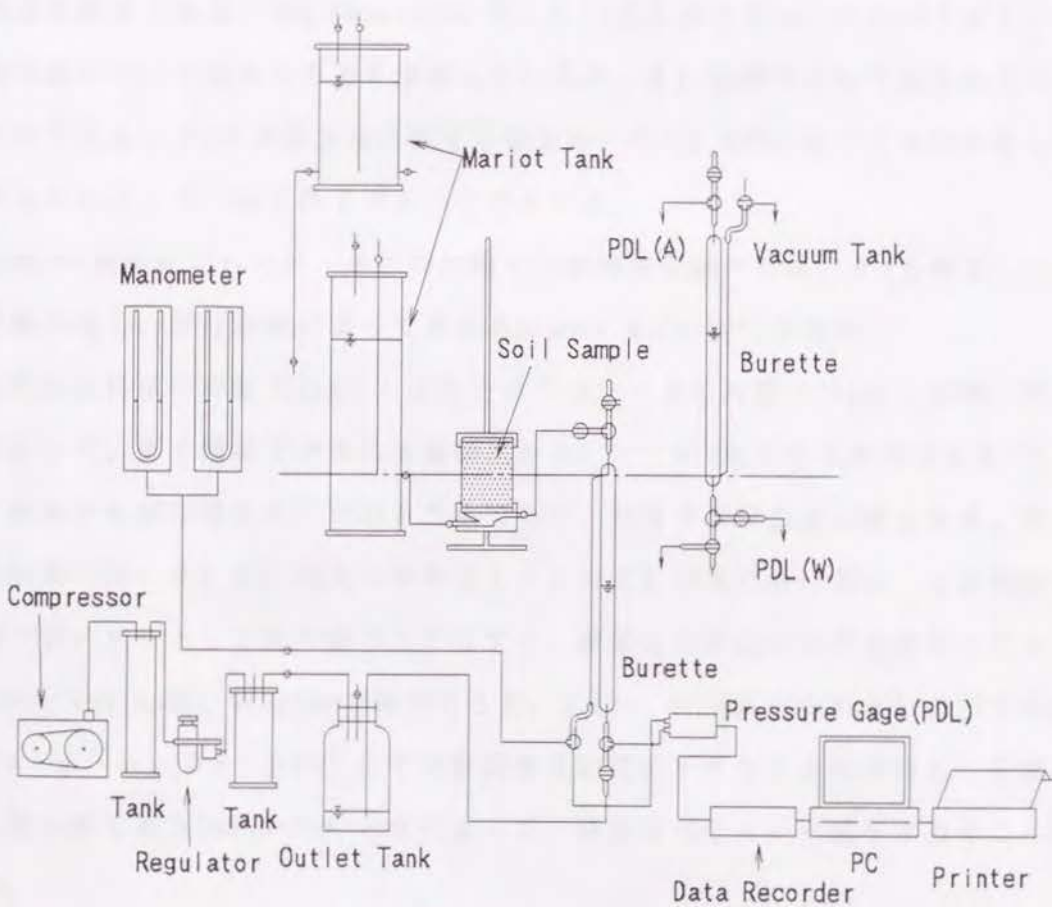


図2.2 加圧板法による試験装置の概念図<sup>19)</sup>  
 Fig.2.2 Apparatus of pressure plate method<sup>19)</sup>



圧計で計測し、試験中の自記記録が可能である。ここで、本試験法により得られた $\theta$ と $\phi$ の関係を、2.6式と2.7、2.9式をそれぞれ組み合わせた2.17、2.18式で適合性を検討する<sup>20)</sup>。

$$\theta = (\theta_s - \theta_r) (\phi_{cr} / \phi)^\lambda + \theta_r \quad 2.17$$

$$\theta = (\theta_s - \theta_r) \left[ \frac{1}{1 + (\alpha \phi)^n} \right] + \theta_r \quad 2.18$$

### 3. 1 パラメターの決定方法

2.17式には $\theta_r \cdot \phi_{cr} \cdot \lambda$ 、2.18式には $\theta_r \cdot \alpha \cdot n$ の、未知パラメーターが存在する。したがって、実測値から未知パラメーターを求めることは、3パラメーターの最適化問題となる。van Genuchten は、2.18式における $\alpha$ 、 $n$ のパラメーターの決定方法について独自の方法を提案しているが、 $\theta_r$ は既知としており決定方法は不明である。 $\theta_r$ の決定方法に関する報告は、主に2.8式に基づくものが多く代表的なものとして、以下の2つをここであげる。

①  $\theta_r$ の値を仮定して $\theta \cdot \phi$ の両対数での直線性を調べた後、 $\theta_r$ を修正してこれを繰り返し、試行錯誤によって求めるBrooks & Corey<sup>6)</sup>の方法。

② 比水分容量の対数( $\log C$ )と圧力ポテンシャルの対数( $\log \phi$ ; pF値)の関係において、高 $\phi$ 領域で示される直線性から、 $\lambda \cdot \theta_r$ を求める西垣の方法<sup>10)</sup>。

両者とも試行錯誤的に求める方法であり、かなりの労力を必要とする。そこで本研究では、 $\theta_r$ を2.17式における $\lambda \cdot \phi_{cr}$ や2.18式における $\alpha \cdot n$ と同様に未知パラメーターとして取り扱うことにする。最適化の手法には代表的なものとして、Gauss・Newton法、Simplex法等があるが、2.17、2.18式がそれぞれのパラメーター、 $\theta_r \cdot \alpha \cdot n$ 、 $\theta_r \cdot \phi_{cr} \cdot \lambda$ で一階偏微分が可能であることを利用し、反復改良法の一つであるGauss・Newton法によって、最適なパラメーター値を求めることにする。

### 3. 2 Gauss・Newton法の概略<sup>2.1)</sup>

ここで、Gauss・Newton法の概略について述べる。あるモデル関数  $f$  の一つのパラメーターを  $x$  とする。この  $x$  について、推定した初期値を  $x^{(0)}$  とし、反復改良によって  $k$  次推定値  $x^{(k)}$  がえられ、これをさらに改良することを考える。モデル関数  $f(x)$  を、 $x^{(k)}$  のまわりでテイラー展開すると、一次近似で2.19式となる。

$$f(x) = f(x^{(k)}) + \left( \frac{\partial f(x)}{\partial x} \right)_{x=x^{(k)}} (x - x^{(k)}) \quad 2.19$$

このときの観測方程式は2.20式で表される。

$$y = f(x^{(k)}) + \left( \frac{\partial f(x)}{\partial x} \right)_{x=x^{(k)}} (x - x^{(k)}) \quad 2.20$$

2.20式を略記号で表記すると2.21式のようなになる。

$$\Delta y^{(k)} = A^{(k)} \Delta x^{(k)} \quad 2.21$$

ただし、略記号は2.22式である。ここで  $A_{ij}^{(k)}$  はヤコビヤン行列である。

$$\begin{cases} \Delta y^{(k)} = y - f(x^{(k)}) = y - y^{(k)} = v^{(k)} \\ A_{ij}^{(k)} = \left( \frac{\partial f_i(x)}{\partial x_j} \right)_{x=x^{(k)}} \quad (i=1 \sim n, j=1 \sim m) \\ \Delta x^{(k)} = x - x^{(k)} \end{cases} \quad 2.22$$

そこで、両辺に左から  $A^{(k)} W$  を2.21式にかけ、さらに  $(A^{(k)} W A^{(k)})$  の逆行列を左からかけると2.21式は2.23式となり、解  $\Delta x^{(k)}$  がもとまる。ここで  $W$  は重み行列である。

$$\Delta x^{(k)} = (A^{(k)} W A^{(k)})^{-1} A^{(k)} W \Delta y^{(k)} \quad 2.23$$

新しいパラメーターの推定値  $x^{(k+1)}$  は2.24式で表される。



$$x^{(k+1)} = x^{(k)} + \alpha \cdot \Delta x^{(k)} \quad (0 < \alpha \leq 1) \quad 2.24$$

$\alpha$ は縮小因子である。得られた $x^{(k+1)}$ がモデル関数において良い近似を示せば、新たに $x^{(k+1)}$ を初期値として反復を繰り返し、パラメターの補正量 $\Delta x^{(k)}$ が十分小さくなれば収束とみなすことにし、得られた $x^{(k+1)}$ が求める解となる。

本研究では、最適解の評価基準を $\theta$ についての残差平方和 (Residual SS) とする。

### 3. 3 実測値と実験式との適合性の検討

$\theta - \psi$ 関係の計算値と実測値を図2.3に示す。点線は2.17式、実線は2.18式、マークは実測値をそれぞれ示している。どちらのモデルも実測値とよく符合しているが、ごく僅かであるが2.17式の方が2.18式より良い適合を示している。得られた $\theta_r$ は5つの試料すべてについて、2.17式の方が2.18式より小さかった。

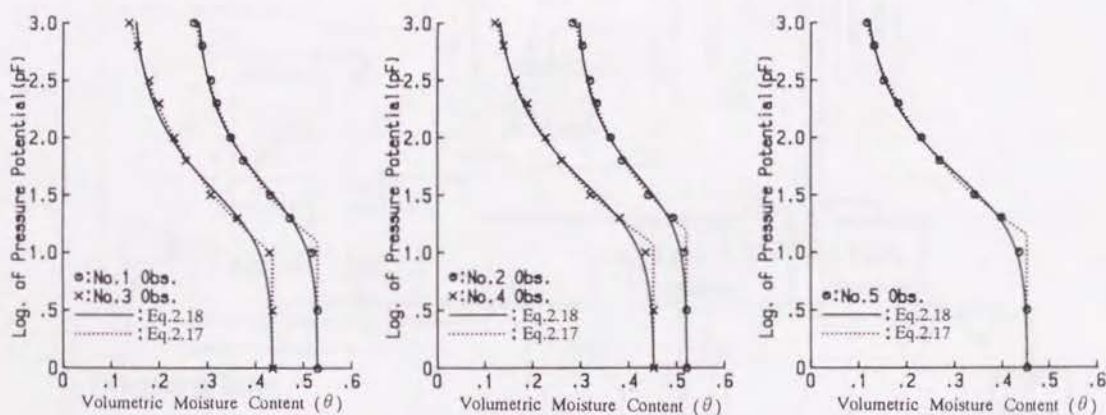


図2.3 Brooks & Corey(Eq.2.17)式、van Genuchten(Eq.2.18)式による  
体積含水率計算値と実測値

Fig.2.3 Relationship between observed and estimated values of soil moisture content. Estimated values are calculated by Brooks & Corey's equations(Eq.2.17) and van Genuchten's(Eq.2.18)

#### 4. 比透水係数 ( $K_r$ )

土壌水分特性試験で用いた試料と同じ箇所で採取したまさ土（直径10cm、長さ6cm）を用い、1試料につき数種類の $\phi$ 値に対応する透水係数を図2.4に示す装置<sup>22)</sup>によって測定した。本装置は吸引により土壌試料を不飽和状態とし、一定の流量を発生させたときの2点間の水理水頭差を測定することによって透水係数を求めるもので、定常法に分類される。得られた測定値について第3項で求めたパラメターを用い、2.13式によって計算した $K_r-\phi$ 関係（図中では、実線）及び2.15式（点線）、2.16式（破線）の3つのモデルについて検討する。図2.5にそれぞれのモデルと実測値との関係を示す。また図2.6に $K_r-\theta$ 関係を示す。これらの図によれば、2.13式によって求めた $K_r$ は、実測値に近い値を示しており、2.13式が不飽和透水性の推定に対し有効であることを示している。

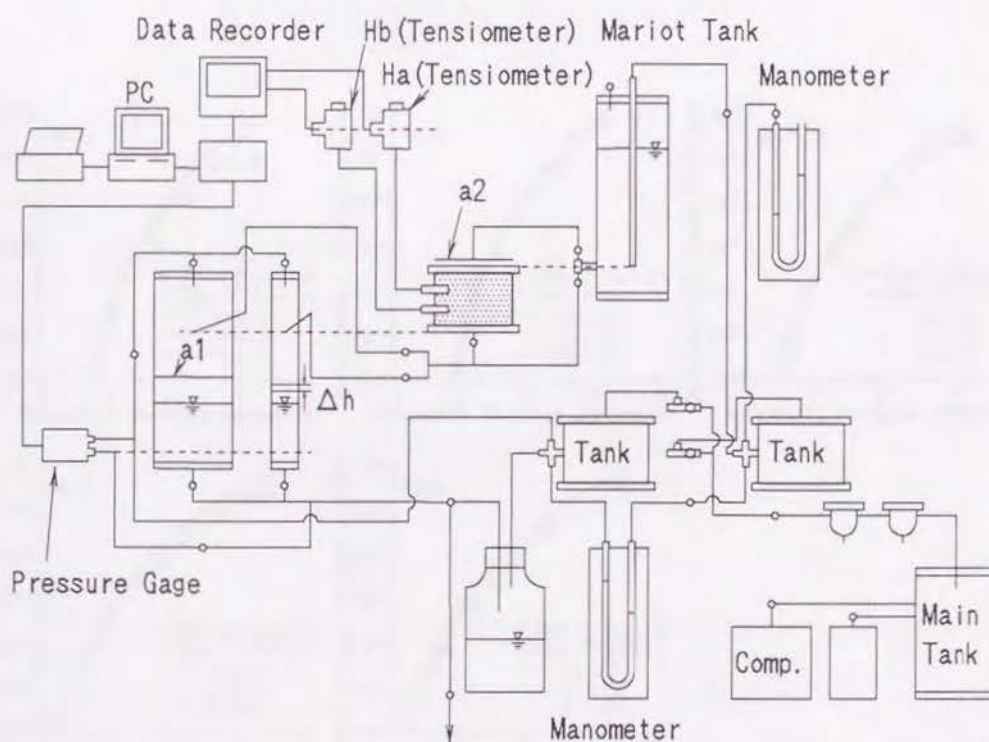


図2.4 不飽和透水係数測定装置の概要<sup>22)</sup>

Fig.2.4 Apparatus of unsaturated hydraulic conductivity measurement<sup>22)</sup>

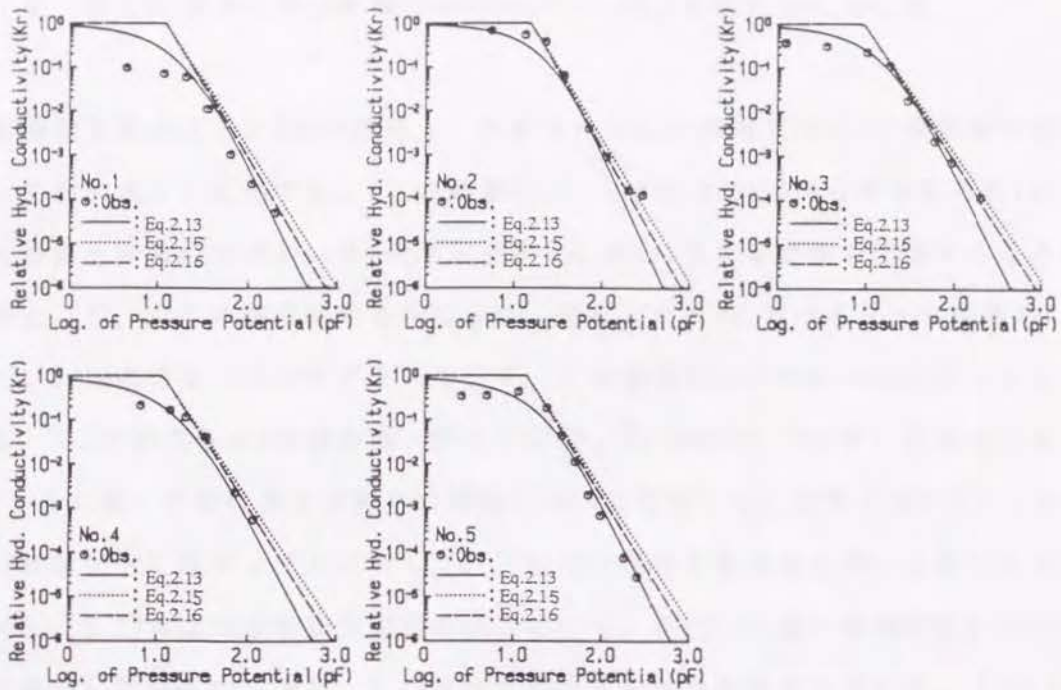


図2.5  $K_r - \phi$  関係の実測値と3種の推定方法による比透水係数の計算値との比較  
 Fig.2.5 Relationship between observed and estimated  $K_r$  values based on 3 equation (Eq.2.13, Eq.2.15, Eq.2.16)

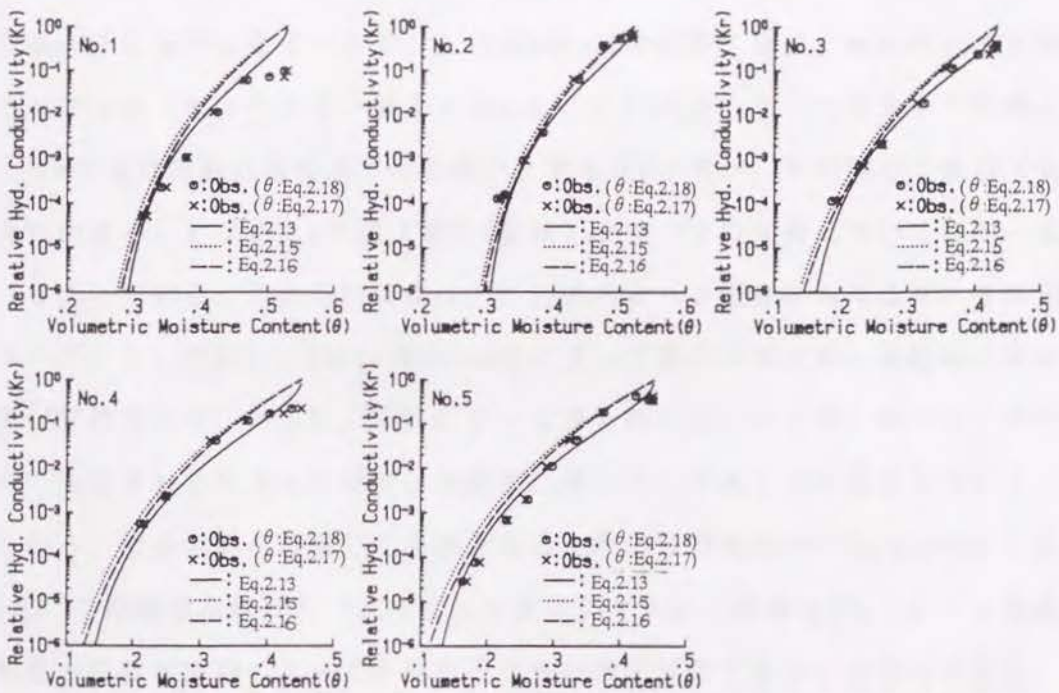


図2.6  $K_r - \theta$  関係の実測値と3種の推定方法による比透水係数の計算値との比較  
 Fig.2.6 Relationship between observed and estimated  $K_r(\theta)$  values based on 3 equation (Eq.2.13, Eq.2.15, Eq.2.16)



## 5. 残留体積含水率が体積含水率および比透水係数に与える影響

有効飽和度 $\theta$ は、2.6式の性格上、 $\theta$ が $\theta_r$ に近い領域では $\theta_r$ の設定値如何によって値が大きく変化する。この結果2.13、2.15、2.16式から得られる $K_r$ に与える影響も非常に大きい。 $\theta_r$ の設定値が $\theta$ 、 $K_r$ に与える影響を把握することを目的として、以下の様な検討を行なった。設定した $\theta_r$ における $\theta - \phi$ 関係の2.17、2.18式の2つのパラメーターを、3.と同様にGauss・Newton法によってもとめる。この操作を $\theta_r$ の値を種々変えて2.17、2.18式のパラメーターを求めた後、 $\theta_r$ と $\theta$ に関しての残差平方和との関係について整理した。結果を図2.7に示す。2.18式はすべてのサンプルに対して、下に凸の明瞭な最小値を持った形を示すのに対し、2.17式は比較的鈍な凹型を示している。 $\theta_r$ が0に近い領域でも2.17式が良く適合しているのに対し、2.18式は比較的大きな残差を生じている。 $\theta_r$ を $pF=3.0$ における実測の体積含水率より大きくすると、両モデルとも極端に残差が大きくなる結果となったが、その割合は2.17式の方が顕著であった。 $\theta - \phi$ 関係のパラメーターを用いて推定した $K_r$ の常用対数における残差平方和と $\theta_r$ の関係を図2.8に示す。図2.7と同様に、2.13式は明瞭な凹型を示し、2.15式、2.16式と比較するとその程度は顕著である。2.13式はNo.2の試料を除き、最小残差平方和が他のモデルのそれより小さい結果となった。2.13式のもう一つの大きな特徴として、 $K_r$ の常用対数の残差平方和を最小とする $\theta_r$ の値が、 $\theta$ に関して最適（残差平方和が最小）となる $\theta_r$ の値（図2.7参照）とすべての試料についてほぼ一致していることである。これらの結果は、2.18式の $\theta - \phi$ 関係における $\theta_r$ を未知のパラメーターとして扱い、Gauss・Newton法によって他のパラメーターと同時に求める方法が有効であり、さらに、それによって得られた $\alpha \cdot n \cdot \theta_r$ のパラメーターを用いて推定される比透水係数が、実測値に近いものであることを示している。これらから、浸透流解析に際して必要となる土壌水分特性はvan Genuchtenによる2.9式、不飽和透水性は2.13式によって表すのが良いと結論され、 $\theta - \phi$ 関係と飽和透水係数の実測によって不飽和透水性が推定可能であることが示された。

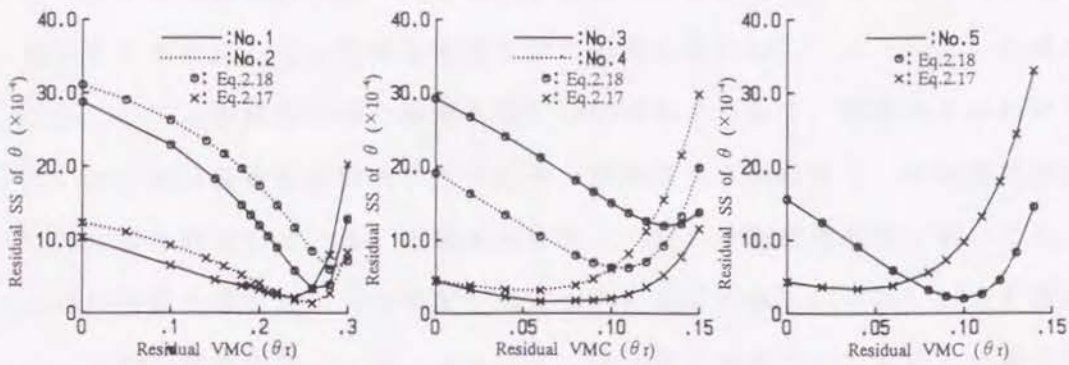


図2.7 残留体積含水率  $\theta_r$  を変化させたときの体積含水率  $\theta$  の残差平方和  
 Fig.2.7 Relationship between  $\theta_r$  and residual squares of observed and calculated  $\theta$ .

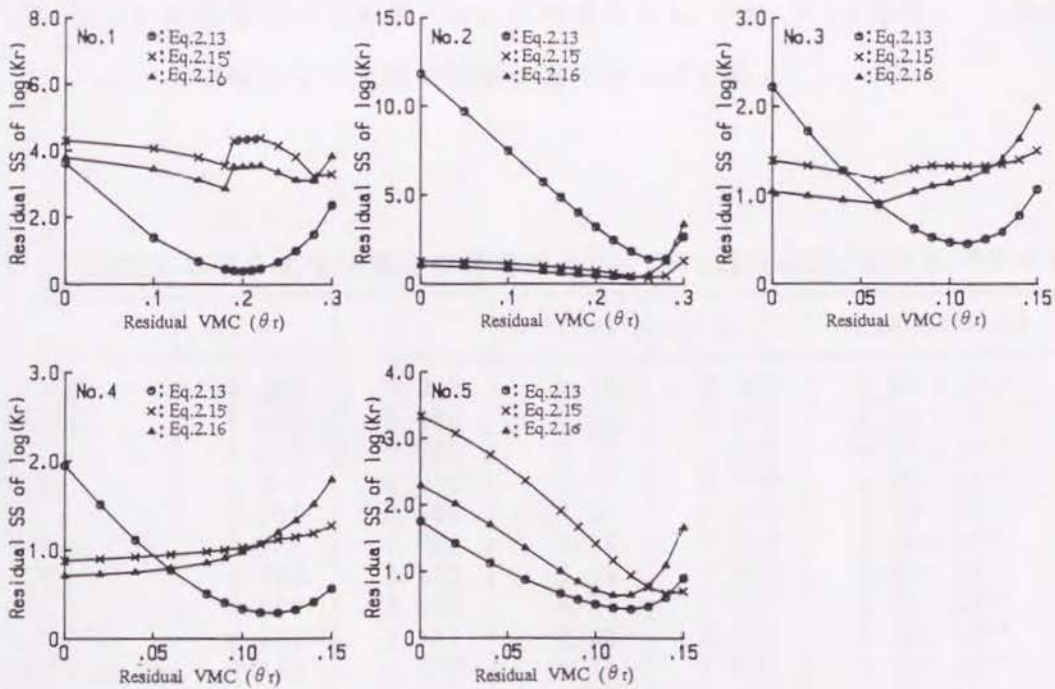


図2.8 残留体積含水率  $\theta_r$  を変化させたときの  $\log_{10}(Kr)$  の残差平方和  
 Fig.2.8 Relationship between  $\theta_r$  and residual squares of observed and calculated  $\log_{10}(Kr)$ .

## 6. パラメター $\alpha$ 、 $n$ の特徴と不飽和透水性に与える影響

2.9 式のパラメターに関して、土質ごとの特徴について考察することにする。まずパラメター  $\alpha$  及び  $n$  の  $\theta$  に与える影響について検討する。2.9式の  $n$  ( $=2.0$ ) の値をそのままにして  $\alpha$  の値を変化させた結果を図2.9に、 $\alpha$  ( $=4.0$ ) の値をそのままにして  $n$  を変化させた結果を図2.10にそれぞれ示す。両図からわかるように、 $\alpha$  の値は曲線を  $pF$  の大小方向に平行移動させるのに対し、 $n$  の値は曲線勾配の最大値を規定している。土壌水分特性と同様に不飽和透水性においても、 $\alpha$  が曲線の位置を規定し、 $n$  が勾配を規定しているのが図2.11、図2.12より理解される。土粒子構造の違いによって  $\alpha$ 、 $n$  パラメターは異なってくる。一般に均一な粒径の土壌は、 $\theta - \phi$  の勾配が大きく、 $n$  が大きい。反対に、粒度分布の良い土壌は、 $\theta - \phi$  関係の勾配が小さく、 $n$  が小さくなる。 $\alpha$  は孔隙量を規定するパラメターで、この値が大きくなるほど空隙に占める大孔隙の占める割合が高くなり、 $\alpha$  が小さいほど小孔隙の占める割合が多くなる。表2.1に、西垣・楠見<sup>2,3)</sup>が我が国における主な土壌に関して報告した  $\theta - \phi$  関係について、2.18式によって整理しなおしたときのパラメター  $\alpha$ 、 $n$  の値と  $\theta_s$ 、 $\theta_r$ 、 $K_s$  を示す。この結果によると  $\alpha$ 、 $n$  の値はその土壌の特質を良く示している。

表2.1 我国における主な土壌の物理特性と van Genuchten 式におけるパラメター

|       | $\theta_s$ | $\theta_r$ | $\alpha$ (1/m) | $n$   | $K_s$ (cm/sec)        |
|-------|------------|------------|----------------|-------|-----------------------|
| 砂丘砂   | 0.403      | 0.042      | 3.56           | 4.793 | $2.86 \times 10^{-2}$ |
| 標準砂   | 0.300      | 0.000      | 5.22           | 5.678 | $2.08 \times 10^{-2}$ |
| 細砂    | 0.410      | 0.000      | 2.42           | 1.548 | $4.00 \times 10^{-3}$ |
| 細砂    | 0.300      | 0.016      | 3.80           | 2.712 | $2.38 \times 10^{-2}$ |
| 砂     | 0.365      | 0.000      | 17.0           | 1.390 | $1.20 \times 10^{-3}$ |
| アカホヤ  | 0.785      | 0.069      | 0.90           | 1.318 | $1.00 \times 10^{-2}$ |
| クロニガ  | 0.739      | 0.473      | 6.10           | 1.442 | $3.00 \times 10^{-2}$ |
| クロボク  | 0.800      | 0.000      | 4.70           | 1.117 | $3.00 \times 10^{-2}$ |
| クロボク  | 0.801      | 0.581      | 2.68           | 3.249 | $7.00 \times 10^{-4}$ |
| 洪積重粘土 | 0.535      | 0.078      | 4.76           | 1.248 | $5.00 \times 10^{-3}$ |
| 関東ローム | 0.760      | 0.218      | 1.15           | 1.487 | $4.50 \times 10^{-3}$ |
| シラス   | 0.600      | 0.000      | 5.89           | 1.348 | $1.00 \times 10^{-4}$ |
| 沖積土   | 0.697      | 0.426      | 1.65           | 3.220 | $1.80 \times 10^{-4}$ |
| 泥岩    | 0.580      | 0.207      | 7.59           | 1.455 | $1.70 \times 10^{-7}$ |

注. 西垣・楠見(1987)<sup>2,3)</sup>による。



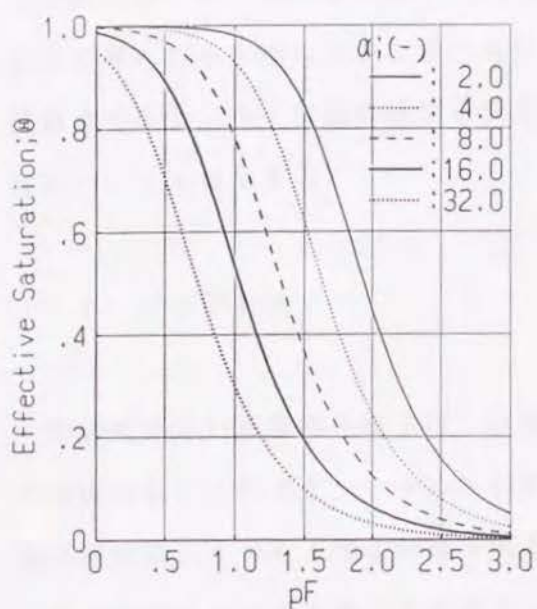


図2.9  $\alpha$  の  $\Theta$  に与える影響  
Fig.2.9 Relationship between  $\Theta$  and pF value under  $\alpha=2.0-32.0$

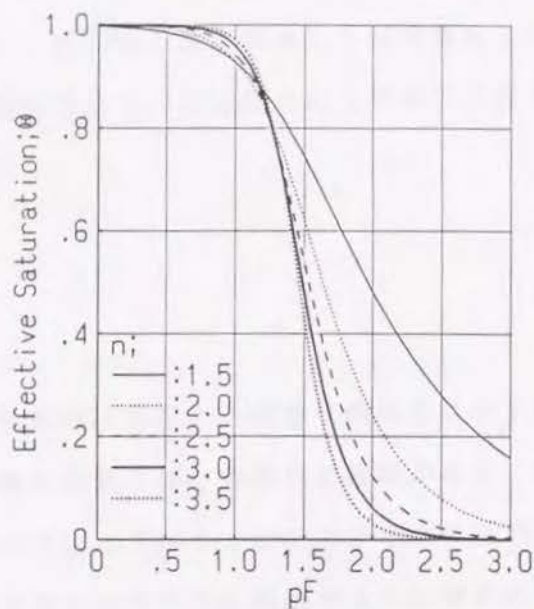


図2.10  $n$  の  $\Theta$  に与える影響  
Fig.2.10 Relationship between  $\Theta$  and pF value under  $n=1.5-3.5$

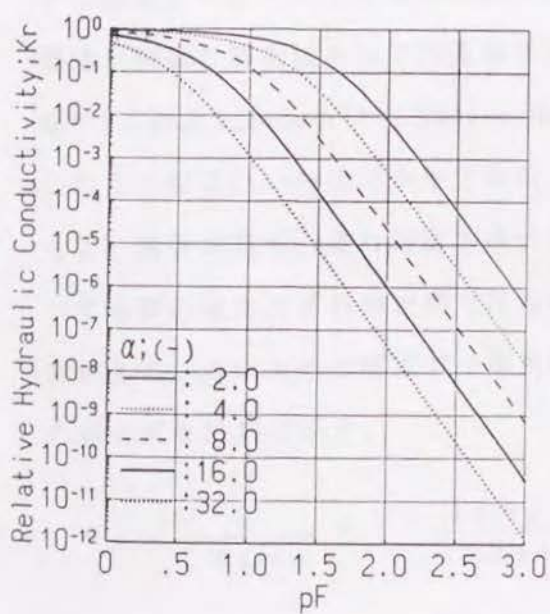


図2.11  $\alpha$  の  $K_r$  に与える影響  
Fig.2.11 Relationship between  $K_r$  and pF value under  $\alpha=2.0-32.0$

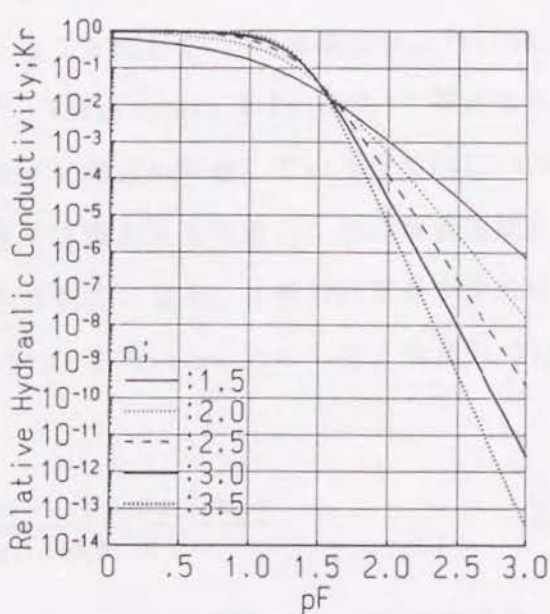


図2.12  $n$  の  $K_r$  に与える影響  
Fig.2.12 Relationship between  $K_r$  and pF value under  $n=1.5-3.5$

### 第3節 斜面安定解析

本節では、第1節で示した手順により求められる圧力ポテンシャル値を安定解析法に導入する方法について述べるが、その際、第1章に指摘した安定解析上の問題点であるスライス数の任意選択が可能な方法と、不飽和時の土質強度の評価法についても提示する。

#### 1. 安定解析法

本研究で用いる極限平衡法は、計算も比較的容易な上、複雑な地形形状や土層の構造および圧力ポテンシャルを容易に取り込めるなどの優れた特徴がある。極限平衡法は、すべり土塊を鉛直方向の線分によっていくつかのスライスに分割し、それぞれのスライスに働く土の重力による推力とすべりに抵抗する力の静的釣り合い条件を考慮し、その比を安全率として求める方法であり、すべり面の形状によって円弧法と非円弧法に区分される。

本研究では解析対象の斜面における水分分布状態が非定常な条件下にあり、最小安全率を与えるすべり面が時間経過により変化する可能性があるため、円弧の中心位置と半径を変えて試行錯誤により最小安全率となるすべり面（臨界円）の探索が可能な解析法として円弧法を用いることにした。円弧法には、Fellenius法<sup>24)</sup>、簡易Bishop法<sup>25)</sup>、Spencer法<sup>26)</sup>、Morgenstern & Price法<sup>27)</sup>等がある。このうち簡易Bishop法は水平方向のスライス間力を考慮している点でFellenius法より精度が高く、また鉛直方向のスライス間力をも考慮した他の解析方法に比べても解の精度はそれほど悪くはないとされている上、比較的計算量が少ない特徴がある。このため本研究では簡易Bishop法を用いることにした。簡易Bishop法の基本式を2.25に示す。

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[ \frac{c' l \cos \alpha + (W - u l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi' / F_s} \right] \quad 2.25$$

ここで、 $F_s$ は安全率、 $W$ はスライスの重量、 $c'$ は粘着力、 $\phi'$ は内部摩擦角、 $u$ はスライスの平均圧力ポテンシャル、 $\alpha$ はスライスのすべり面と水平面のなす角、

1 はスライスのすべり面長をそれぞれ表している。2.25式には両辺に  $F_s$  が存在することから、はじめに  $F_s=1.0$  と仮定し右辺に代入し左辺の  $F_s$  を求め、求められた  $F_s$  値を用いて再び右辺を計算する。これを繰り返し（反復解法）、仮定した  $F_s$  と求められた  $F_s$  の差が、ある閾値（本研究では  $10^{-5}$ ）以下となったときの値を安全率  $F_s$  とするが、本研究での反復回数はほとんどが10回以下であった。

## 2. 不飽和時の土質強度の考慮

豪雨の最中において、負の圧力ポテンシャルの解放が生じ土質強度が急激に低下する現象は、斜面の安定性に大きく影響すると思われるため、本研究における安定解析中で不飽和時の土質強度を考慮することにする。Bishop ら<sup>28)</sup> は有効応力原理を負の圧力ポテンシャルに拡張し、不飽和状態における有効応力を2.26式であらわした。

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w) \quad 2.26$$

ここで、 $\sigma'$  は有効応力、 $\sigma$  は全応力、 $u_a$  は間隙空気圧、 $u_w (= \phi)$  は圧力ポテンシャル、 $\chi$  は飽和状態で1乾燥状態で0となるパラメーターをそれぞれ現す。

2.26式における  $u_a$  が大気と連続し大気圧に等しい ( $u_a=0$ ) とすると、2.26式は2.27式のように簡略化される。

$$\sigma' = \sigma - \chi u_w \quad 2.27$$

土の強度を表す2.28式に2.27式を代入すると2.29式を得る。

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad 2.28$$

$$\tau = c' + (\sigma - \chi u_w) \tan \phi' \quad 2.29$$

2.29式は負の間隙水圧を考慮しない場合、2.30式のように表すことができ、 $\Delta c'$  のように粘着力成分の増加として作用することがわかる。



$$\tau = (c' + \Delta c') + \sigma \tan \phi' \quad 2.30$$

$$\Delta c' = -\chi u_w \tan \phi' \quad (\text{常に } \Delta c' > 0)$$

丸井<sup>29)</sup>は標準砂を用い、水分調整を行ったうえで中型一面せん断試験機（試料径30cm）によって、飽和から不飽和にかけてのせん断応力を計測し、 $\chi$ についての検討を行っている。その結果、 $\tan \phi'$ は飽和度によらずほぼ一定値を示し、 $\Delta c'$ は垂直応力に関わらず飽和度の中央付近で最大となること、せん断試験の結果と圧力ポテンシャル－飽和度の関係から求めた $\chi$ はBishopの報告<sup>28)</sup>のなかでの荒い材料（シルト砂）の結果とほぼ一致していると述べ、2.30式が妥当なものであると結論している。Jenningsら<sup>30)</sup>はパラメーター $\chi$ と飽和度 $S_r$ について、先のBishopらの報告に独自の不飽和三軸試験の結果をつけ加えて図2.13のように報告している。わが国の表層土が比較的粗粒分を多く含むことから、シルトに近い値をとると仮定し、特に降雨中のように飽和度の高い領域について実測値との適合に配慮した $\chi$ の簡易実験2.31式（図2.13参照）が妥当であるかどうか、丸井の不飽和せん断試験結果を用いて検討する。

$$\chi = 1.25 \times S_r \quad (\text{ただし、} \chi \leq 1.0) \quad 2.31$$

$\theta - \phi$ 関係を2.9式で表し、 $c'$ および $\tan \phi'$ については丸井の実測値を用いて、2.30、2.31式によって飽和度 $S_r (= \theta / \theta_s)$ －せん断応力 $\tau$ の関係を求めると図2.14が得られる。2.31式によるせん断応力の推定値は実測値とほぼ一致しており、標準砂に対し2.31式が有効であることを示している。したがって、本研究において用いる $\chi$ を2.31式によって与えることにする。以上のように不飽和時の強度特性を2.29式の負の間隙水圧、または2.30式による見かけの粘着力として、2.25式の斜面安定解析式において考慮することにする（2.29式と2.30式は2.25式においては等価である）。

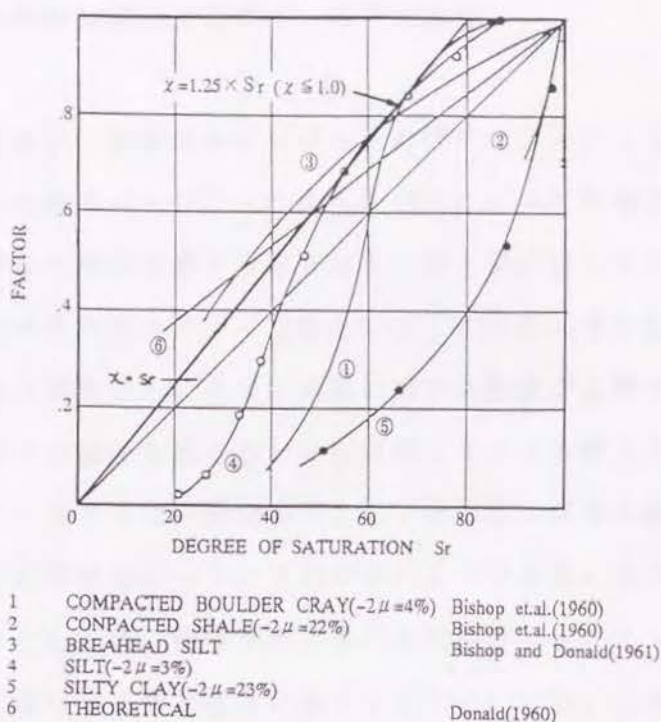


図2.13 土質の違いによる飽和度と $\chi$ の関係(Jennings, J. E. B. and Burland, J. B.<sup>30)</sup>(1960))と実験式2.31

Fig.2.13 Curves of parameter  $\chi$  against degree of saturation for various soil(Jennings, J. E. B. and Burland, J. B.<sup>30)</sup>(1960)) and Eq.2.31

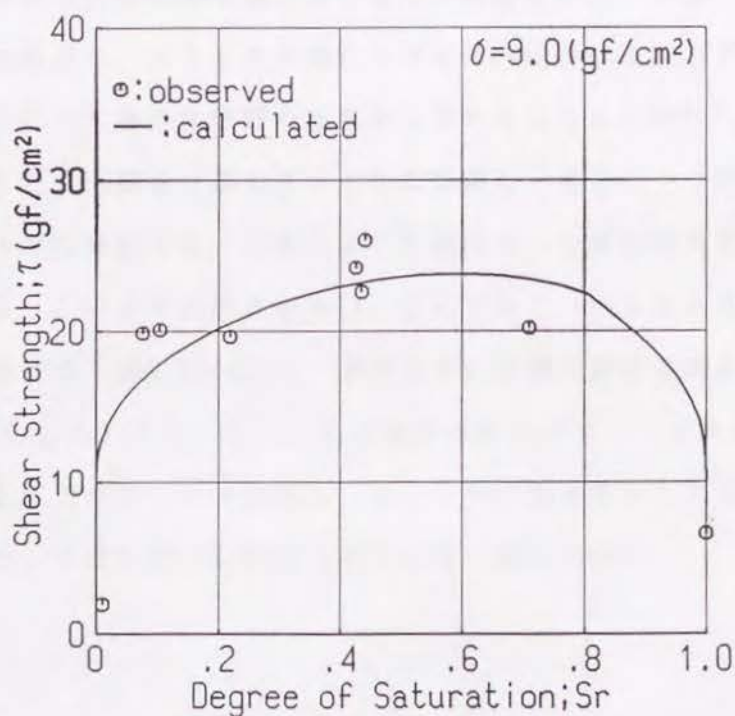


図2.14 2.29、2.31式による剪断抵抗力 $\tau$ の計算値と実測値(実測値は丸井<sup>29)</sup>(1981)による)

Fig.2.14 Observed shear stress  $\tau$  (H.Marui<sup>27)</sup>(1981)) and calculated value based on eq.2.29 and 2.31.

### 3. 浸透流解析結果の安定解析への導入方法

浸透流解析の結果、要素節点における圧力ポテンシャル( $\phi$ )の経時変化が得られる。得られた圧力ポテンシャルから2.18式によって体積含水率が計算され、安定解析に必要な土層の重量が求められる。第1章において述べたように安定解析において、すべり円弧のスライス数を少なくすると、得られる解の精度が悪くなるという既往の研究から、スライス数に対する配慮が必要である。これまで浸透解析と円弧すべり面法を組み合わせた研究でスライス数をその論文で記述している例はなく、スライスの設定方法として浸透解析要素の縦の集合を1つのスライスとして安定計算を行っている例が多いようである。浸透解析要素の集合を1つのスライスとした時、崩壊が想定される円弧が小さいとスライス数も必然的に少なくなり、得られる解の精度が低下することになる。この問題の解決のためには浸透要素の分割を非常に細かくするかあるいは安定解析を浸透解析要素から独立させるかのいずれかの方法が必要となる。前者は、浸透解析における計算時間を増加させると同時に、大きな臨界円弧ではスライス数の必要以上の増加をもたらす安定解析の計算時間も増大させるなど問題を有している。このため、本研究では後者を採択し、スライス分割とスライス内における圧力ポテンシャルの値を以下のようにして浸透流解析の結果から求めることにした<sup>31)</sup>。

円弧が切りとる土塊を $n$ 個のスライスに分割し、さらに一つのスライスを縦方向に $m$ 個の小片に分割する。これにより土塊は $m \cdot n$ 個の四角形あるいは三角形に分割される。この小片の節点を $A(x, y)$ とすると、点 $A$ はある浸透流解析要素の内部に位置する(図2.15(a))。点 $A$ を含む浸透流解析要素の節点を $I(x_i, y_i)$ 、 $J(x_j, y_j)$ 、 $K(x_k, y_k)$ とし、 $I$ 、 $J$ 、 $K$ における圧力ポテンシャルを $\phi_i$ 、 $\phi_j$ 、 $\phi_k$ 、点 $A$ における圧力ポテンシャルを $\phi$ 、 $\Delta IJK$ の面積を $g$ として三角形内部を線形近似すると、 $\phi$ は2.32、2.33式で表される(図2.15(b))。



$$\phi = N_i \phi_i + N_j \phi_j + N_k \phi_k \quad 2.32$$

$$\begin{cases} N_i = \frac{1}{2g} [a_i + b_i x + c_i y] & \begin{cases} a_i = x_j y_k - x_k y_j \\ b_i = y_j - y_k \\ c_i = x_k - x_j \end{cases} \\ N_j = \frac{1}{2g} [a_j + b_j x + c_j y] & \begin{cases} a_j = x_k y_i - x_i y_k \\ b_j = y_k - y_i \\ c_j = x_i - x_k \end{cases} \\ N_k = \frac{1}{2g} [a_k + b_k x + c_k y] & \begin{cases} a_k = x_i y_j - x_j y_i \\ b_k = y_i - y_j \\ c_k = x_j - x_i \end{cases} \end{cases} \quad 2.33$$

さらに、 $n$  スライス of  $m$  小片の頂点を  $P, Q, R, S$  とし、それぞれの頂点に於ける圧力ポテンシャルを  $\phi_{n,m}, \phi_{n,m+1}, \phi_{n+1,m}, \phi_{n+1,m+1}$  とすると、小片の重量  $W_{n,m}$  は 2.34 式であらわされる (図 2.15(c))。

$$W_{n,m} = \{ \theta(\Psi) \cdot \rho_w + W_d \} \cdot D_{n,m} \quad 2.34$$

ここで、 $\rho_w$  は水の密度、 $W_d$  は土の乾燥密度、 $D_{n,m}$  は小片の面積を表す。

2.34 式中の  $\Psi$  は 4 点における圧力ポテンシャルの平均値である (2.35 式)。

$$\Psi = (\phi_{n,m} + \phi_{n,m+1} + \phi_{n+1,m} + \phi_{n+1,m+1}) / 4 \quad 2.35$$

以上の手順を経て、 $n$  列目スライスの重量  $W_n$  (2.36 式) と平均圧力ポテンシャル  $u_n$  (2.37 式) が計算される。

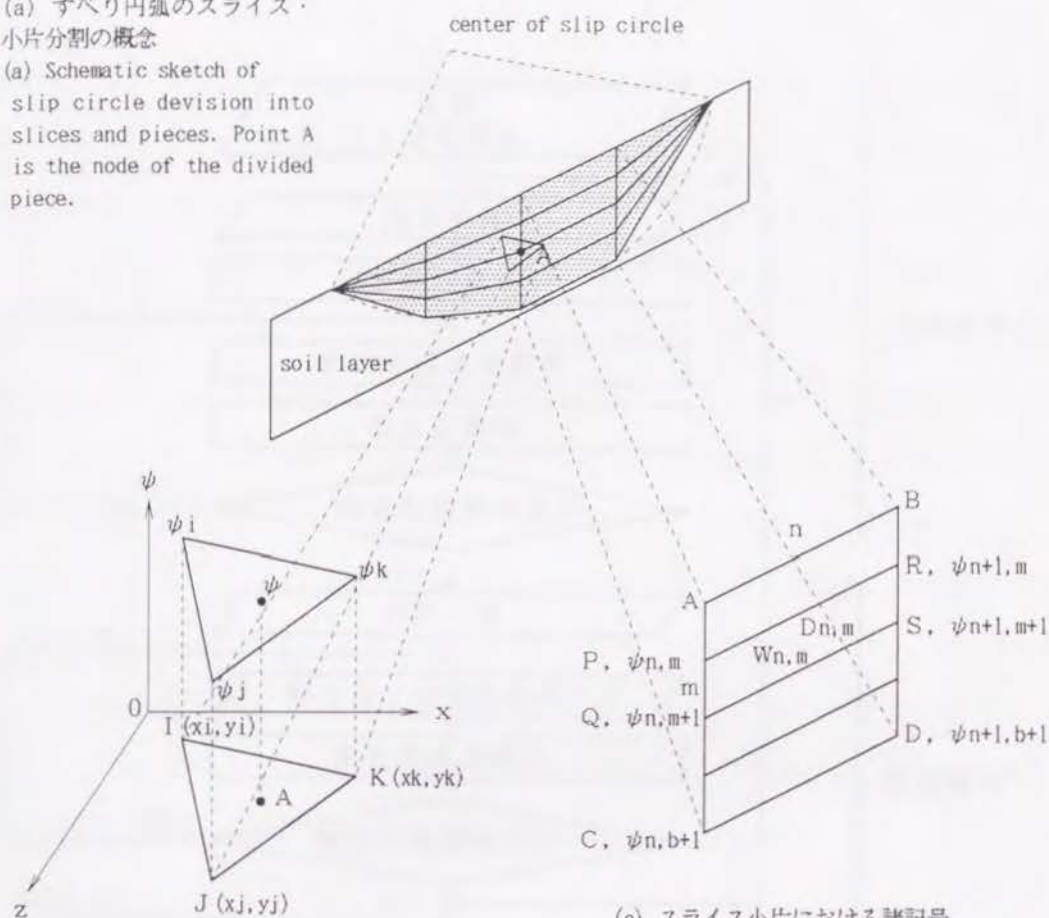
$$W_n = \sum_{m=1}^b W_{n,m} \quad 2.36$$

$$u_n = (\phi_{n,b+1} + \phi_{n+1,b+1}) / 2 \quad 2.37$$

これらは 2.25 式に代入され、安全率が求められることになる。以上に示した手順で、浸透流解析によって降雨開始時から一定時間間隔で得られた圧力ポテンシャル値を用いて安定計算を逐次行っていくこととする (図 2.16 参照)。

(a) すべり円弧のスライス・小片分割の概念

(a) Schematic sketch of slip circle division into slices and pieces. Point A is the node of the divided piece.



(b) すべり円弧分割節点Aの浸透解析要素上での位置と圧力水頭の近似

(b) Position of the node(A) on a FEM triangle and representation of pressure potential.

(c) スライス小片における諸記号

(c) Notation of values in the divided slices and pieces.

$n$ : slices's number  $m$ : piece's number

$W_{n,m}$ : weight of piece

$D_{n,m}$ : area of piece

$\psi$ : pressure potential

図2.15 安定解析におけるスライス・小片分割の概念とスライス内小片の諸記号  
 Fig.2.15 Schematic Sketch of failure circle division into slices and pieces, representation of pressure potential, and Notation of values in the slope stability analysis.

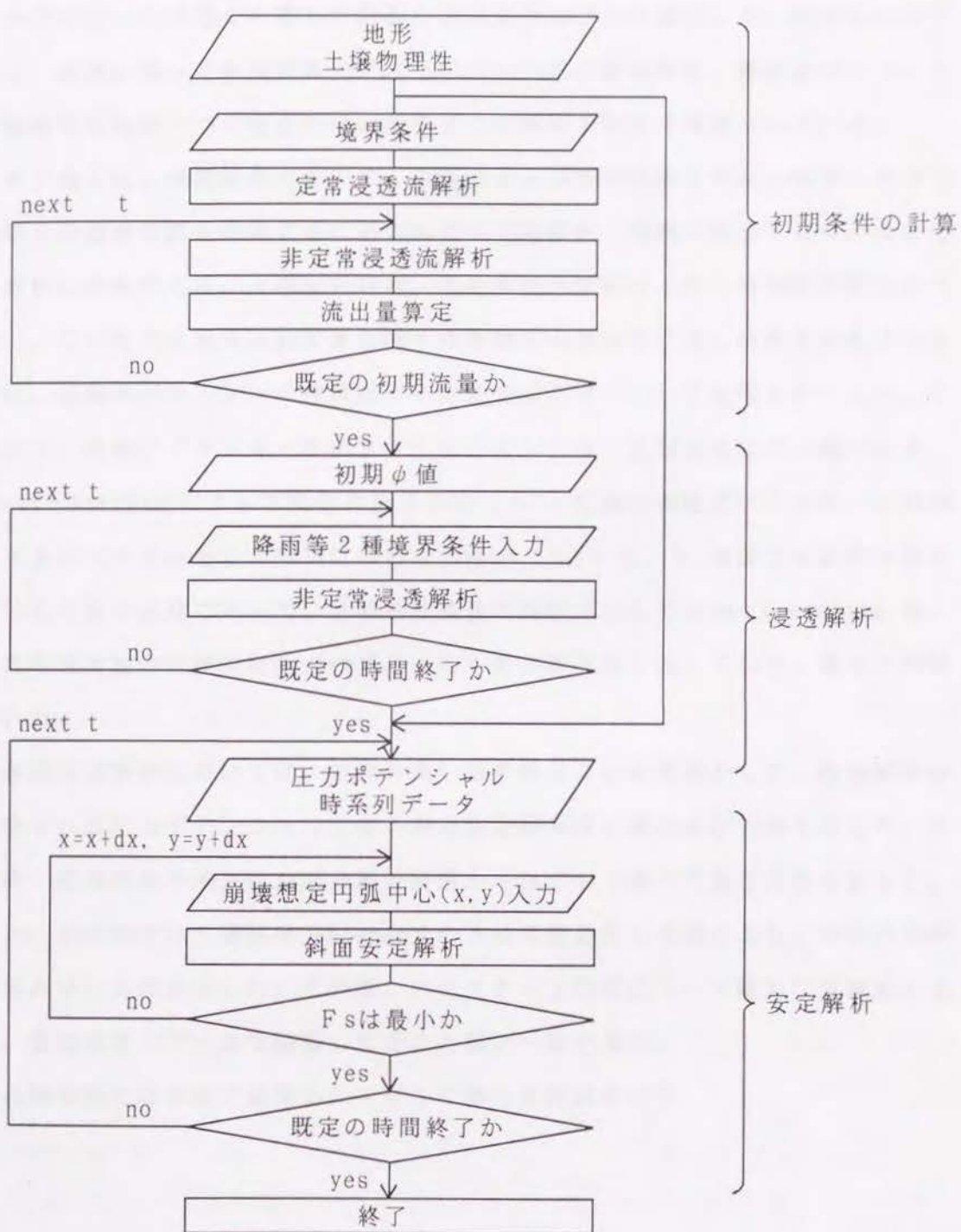


図2.16 解析モデルのフローチャート  
Fig. 2.16 Flow chart of analysis model.



#### 第4節 まとめ

本章において浸透を考慮した斜面の安定解析モデルを提示した。提示したモデルは、浸透に関して有限要素法によるRichards式の数値解析、斜面安定については極限平衡法の一つの簡易Bishop法の2つの解析方法から構成されている。

まず第1に、浸透解析において、斜面内水分分布が実測できない場合に自然な状態から浸透計算を開始するための新たな初期条件の設定方法を示した。次に浸透解析に必要である、土壌水分特性、不飽和透水特性などの土壌物理諸特性について、これまでに提唱されてきた種々の実験式の適用性に対し検討を加えるとともに、実験式パラメーターの性質及びその決定方法等についても明らかにした。この中で、実験式パラメーターを同定する方法としては、反復改良法的一种であるGauss・Newton法によって残留体積含水率( $\theta_r$ )を他の実験式パラメーターと同様に未知パラメーターとして同時に求める方法が、 $K_r$ - $\phi$ 、 $\theta$  関係でも誤差を少なく与えており有効であった。土壌水分特性の実験式としてはvan Genuchten 式、不飽和透水性の実験式はMuallem式によるものが精度良く表しており、適当と判断された。

斜面安定解析においては、精度の高い解を得ることを目的として、浸透解析から得られる圧力ポテンシャル分布を斜面安定解析法に組み込む方法を示した。その際、任意のスライス数が浸透解析要素から独立して選択できる方法を示した。また、不飽和土の土質強度をBishopらの方法を簡易化した式により、モデルの中に組み込む方法を示した。その際、パラメーター $\chi$ の値について簡易な実験式を示し、実測されたデータで検証したところ良い一致を見た。

以降の章では本章で提案したモデルに基づき検討を行う。

## 引用文献

- 1) Richards, L. A. (1931): Capillary conduction of liquids through porous mediums, *Physics*, 1, pp. 318-333.
- 2) Klute, A. (1951): A numerical method for solving the flow equation for water in unsaturated materials, *Soil Sci.*, no. 73, pp. 105-116.
- 3) 坪山良夫、三森利昭 (1989): 有限要素法による林地斜面浸透流の数値実験、*水文水資源学会誌*、vol. 2、no. 2、pp. 49-56.
- 4) Zienkiwicz, O. C. (吉識雅夫・山田嘉昭監訳) (1984): マトリックス有限要素法、pp. 565-568, 培風館, 東京.
- 5) van Genuchten, M. Th. (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, vol. 44, pp. 892-898.
- 6) Brooks, R. H. & Corey, A. T. (1966): Properties of porous media affecting fluid flow, *ASCE*, IR(92), pp. 61-88.
- 7) 谷誠 (1982): 一次元鉛直不飽和浸透によって生じる水面上昇特性、*日本林学会誌*、64、pp. 409-418.
- 8) Averjanov, S. F. (1950): About permeability of subsurface soils in case of incomplete saturation, *Eng. Collect.*, vol. 7.
- 9) Irmay, S. (1954): On the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Eos. Tran. AGU*, vol. 35, pp. 463-467.
- 10) 西垣誠 (1983): 飽和・不飽和領域内の土中水の浸透特性に関する 2, 3 の考察, *土質工学会論文報告集*, vol. 23, no. 3, pp. 165-177.
- 11) Burdine, N. T. (1953): Relative permeability calculation from size distribution data, *Trans. AIME*, vol. 198, pp. 71-78.
- 12) Wyllie, M. R. J. & Gardner, G. H. F. (1958): The generalized Kozeny-Carman equation, *World Oil*, vol. 146, pp. 210-228.
- 13) Farrell, D. A. & Larson, W. E. (1972): Modeling the pore structure of porous media, *Water Resource Research*, no. 8, pp. 699-706.
- 14) Childs, E. C. & Collis-George, N. (1950): The permeability of porous

- materials, Proc. Roy. Soc., Ser. A. 201, pp.392-405.
- 15) Millington, R. J. & Quirk, J. P. (1961): Permeability of porous solids, Trans. Faraday Soc., vol. 57, pp. 1200-1206.
- 16) Kunze, R. J., Uehara, G. & Graham, K. (1968): Factors important in the calculation of hydraulic conductivity, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., no. 32, pp. 760-765.
- 17) Mualem, Y. (1976): A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Water Resource Research, vol. 12, no. 3, pp. 513-522.
- 18) 土壌物理測定法委員会編(1982): 土壌物理学測定法、第3章、pp. 134-159.
- 19) 小池雅洋・虫明功臣・岡泰道・弘中貞之・Srikantha Herath(1989): 土の水分保持特性に関する試験装置の試作、第44回土木学会年講、vol. 2、pp. 232-233.
- 20) 三森利昭、小池雅洋、弘中貞之、虫明功臣(1991): 土壌水分試験結果を用いた不飽和透水性の推定、生産研究(東京大学生産研究所)、vol. 43, no. 2, pp. 110-113.
- 21) 中川徹・小柳義夫(1982): 最小二乗法による実験データ解析、UP応用数学選書、pp. 39-40、東京大学出版会。
- 22) 小池雅洋・虫明功臣・Herath, S. K.・弘中貞之(1987): 不飽和透水係数測定装置の試作について、第42回土木学会年講、vol. 2, pp. 198-199.
- 23) 西垣誠・楠見和紀(1987): 不飽和土の浸透特性の評価に関する考察、不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集(土質工学会)、pp. 179-186.
- 24) Fellenius, W. (1927): Erdstatische Berechnung, Berlin, W. Ernst und Sohn.
- 25) Bishop, A. W. (1956): The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, first technical session, Geotechnique.
- 26) Spencer, E. (1967): A method of analysis of the stability of embankment assuming parallel interslice forces, Geotechnique, 17, pp. 11-26.
- 27) Morgenstern, N. R. & Price, V. E. (1965): The analysis of stability of general slip surfaces, Geotechnique, 15, no. 1, pp. 79-93.



- 28) Bishop, A. W. & Alpan, I. Blight, G. E. & Donald, I. B. (1960): Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. Conf. shear strength of cohesive soils. Proc. and Disc., ASCE, pp. 503-532.
- 29) 丸井英明(1981): 自然斜面における表層崩壊の研究、京都大学学位論文.
- 30) Jennings, J. E. & Burland, J. B. (1962): Limitation to use of effective stress in partly saturated soils. Geotechnique, vol. 12, pp. 125-144.
- 31) 三森利昭、坪山良夫(1990): 浸透現象を考慮した斜面安定解析法に関する研究、新砂防、vol. 43, no. 4(171)、pp. 14-21.

### 第3章 室内崩壊実験によるモデルの検証

前章で提示したモデルが実際の崩壊に対し有効であるかどうかを検討する必要がある。しかしながら、実際の自然降雨による崩壊を現地斜面において観測することは困難であり、現地斜面における人工降雨を用いた崩壊実験も制約が多々ある。したがって本研究では、人工的な斜面を作成し、室内実験的に崩壊を生じさせることにして、モデルの検証を行うことにした。本章では、この人工崩壊実験の結果とモデルによる数値実験結果の比較を行う。

#### 第1節 室内実験方法

##### 1. 実験装置

実験は森林総合研究所防災特殊実験棟に土槽および人工降雨装置を新たに作成し使用することにした。斜面規模が小さな場合、不安定土塊の斜面下方向モーメントの合計が土の強度による抵抗モーメントを下回ることが想定されるため、これまでの報告では、崩壊を発生させることが難しいようである。斜面規模が2m程度以下の場合、地下水位が土層表面まで達してもマスムーブメントとしての崩壊は発生せず、斜面下部に生ずる表流水あるいは浸出水によって土粒子が各個運搬される結果、法尻が侵食されるような形態（浸出水による場合は一般にpipingと呼称している）をとることようである（例えば田中<sup>1)</sup>(1956)、矢田部<sup>2)</sup>(1986)）。これまでの報告では、このようなどちらかと言えば侵食に類別化されるべきものを「小崩壊」としている。しかしながら、これまで実際に山地において生起した崩壊の事例と比較するまでもなく、これらの表流水および浸出水による土砂移動は、それ自体が崩壊の引き金となることはあるが、崩壊と呼称することはできないであろう。また、土槽の底面を水平とし、土層表面で傾斜をつけた上、斜面上下端に平坦部を持つような斜面モデルを用いた模型実験についての報告（例えば同じく矢田部<sup>2)</sup>(1986)）では、斜面下部での土層深度が小さくなるため、浸潤前線が他の斜面部位に先駆けて底面に到達し、斜面下部に土層表面まで飽和帯が生

じることが報告されている。この様に、地表面まで達するような飽和帯が生じた場合、斜面下部あるいは傾斜変換点を有するような形であればなおのこと、土層内部からの浸出水により侵食を引き起こすこととなる。このような土層の形態は盛土を模式化したものといえるが、対象とする山地斜面ではありえない土層深分布の形態であるため、本研究に採用することはできない。これに対し、比較的規模が大きく、斜面底部に土層表面と同じ傾斜を持たせた土槽を用いた、森脇<sup>43)</sup> (1984)、福田<sup>44)</sup> (1985)、土屋<sup>51)</sup> (1991)の報告では、現実に近い形態の崩壊を発生させていること、ならびに一般の山地斜面の土層と同様の分布形態であることから、実験室内に設置可能かつ最大規模の崩壊土槽を、これらの報告例を参考に作成し実験に使用することにした。

作成した土槽は図3.1に示すように、水平長5.46m、幅は0.9mで、下部平坦部(2.0m)、斜面部(斜面方向3.0m、傾斜35°)、上方平坦部(1.0m)よりなり、側面の片方は強化ガラス製とし、崩土の運動が観察できるようになっている。土槽の下流側垂直端面はステンレス製の金網となっており、供試砂は拘束されるが、浸透水は速やかに排出できるようになっている。斜面低部には鋼製の角棒(10×10×900mm)を斜面方向に10cmごとに設置し、供試砂が底面で容易に滑らないようにしている。

供試土槽の上方にはスプレーノズルを用いた人工降雨装置(所与する降雨強度35~110mm/h)を設置した。この人工降雨装置にはポンプにより給水タンクからノズルに与圧水(110mm/hで1.8kgf/cm<sup>2</sup>)を供給し、崩壊土槽上の3点で比較的細粒径の雨滴を均等に発生させ、降雨を斜面に与えることとした(図3.2模式図参照)。



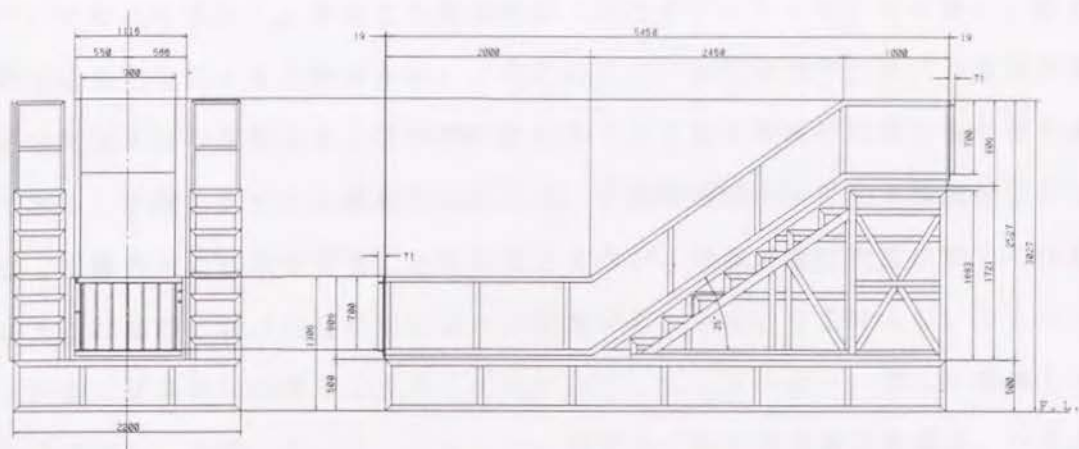


図3.1 室内崩壊実験に用いた土槽  
Fig.3.1 Sketch of flume for the experiment.

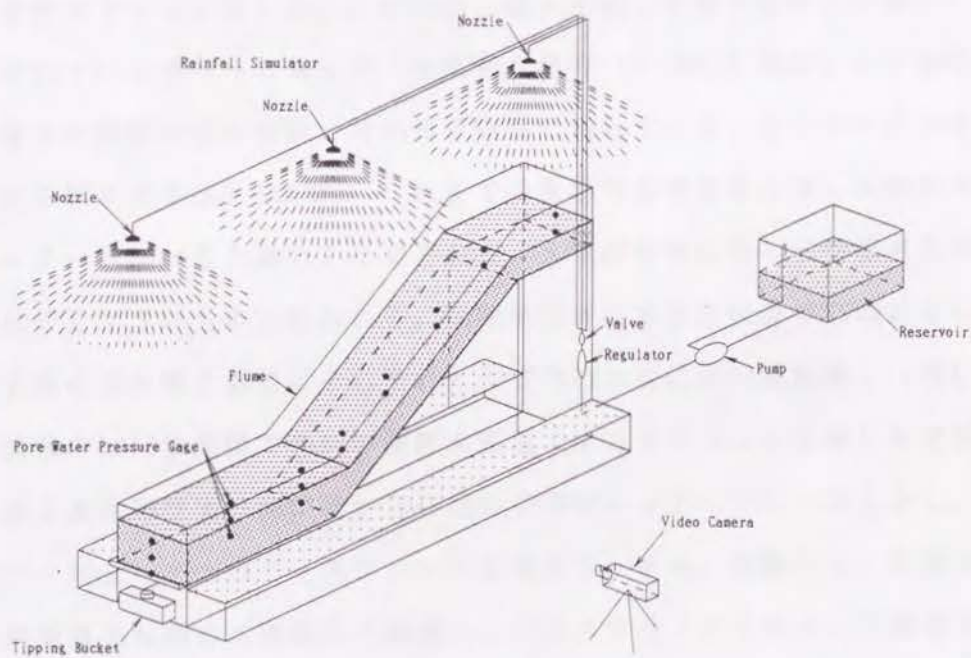


図3.2 崩壊実験の模式図  
Fig.3.2 Schematic sketch of the landslide experiment.

本実験は、提案した解析法の検証が主な目的であるため、不飽和から飽和にかけて、すなわち負から正值までの間隙水圧（圧力ポテンシャル）を計測し、数値解析の結果と比較する必要がある。このためには、降雨期間中における模型斜面土層の間隙水圧の空間的および時間的変化をできる限り詳細に把握することが重要である。間隙水圧分布の把握のためには、多数の間隙水圧計を土層底部ばかりでなく土層内部にも設置することが必要となるが、計測装置の設置に際しては測器が土砂の移動の妨げにならないように配慮することはいうまでもない。このため、小型の正負両用の間隙水圧計（あるいはテンシオメーター、図3.3 参照）を新たに開発し、実験に用いることにした。間隙水圧計の受感部の先端は、水を充たしたアクリルパイプの一方に接続され、供試砂とはアクリルパイプのもう一方の端に付したフィルターを介して接触するようにしている。使用するフィルターの空気侵入値について検討した結果、実験開始時の供試砂が十分湿潤であることを条件とし、 $-60\text{cmH}_2\text{O}$ 程度のガラスフィルター（直径18mmのバイオカラムフィルター）を使用することにした。このため、透水性はこれまでのテンシオメーターで使用されているポーラスカップ（空気侵入値で $-10^3\text{cmH}_2\text{O}$  程度）より非常に良く、設置点の間隙水圧の変動に対する追従性に優れている。またケーブルを除いた間隙水圧計の長さは8.3cmで、これまでの受感部を地表面に出した棒状のテンシオメーターと比べると極めて小型であり、土塊の移動に際して間隙水圧計設置の影響はごく小さいものと思われる。間隙水圧計は水平方向長で50cmおきに土層の深さ方向の中央部と低部にそれぞれ1つずつ12地点に計24基配置し（図3.4 参照）、実験中は10秒間隔で各部の間隙水圧値（圧力ポテンシャル値）を自動計測する。測定値は静ひずみ測定器からの出力をGPIBインターフェースを介し、パーソナルコンピュータのディスクに収録する。また、実験中は、土層近傍の3点で降雨量を転倒杓式雨量計で観測し、パルスカウンターを介して間隙水圧記録用のパーソナルコンピュータにシリアルインターフェース経由で同時に記録することとした。

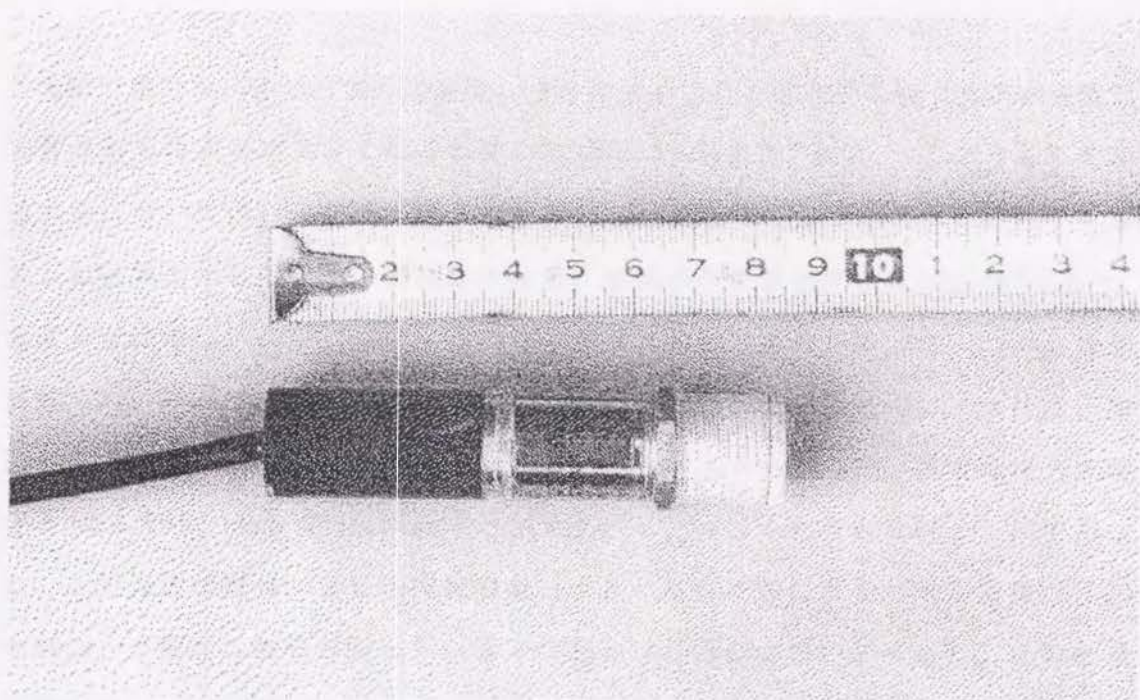


図3.3 実験に用いたテンシオメーター  
Fig.3.3 A photo of tensiometer used in the experiments.

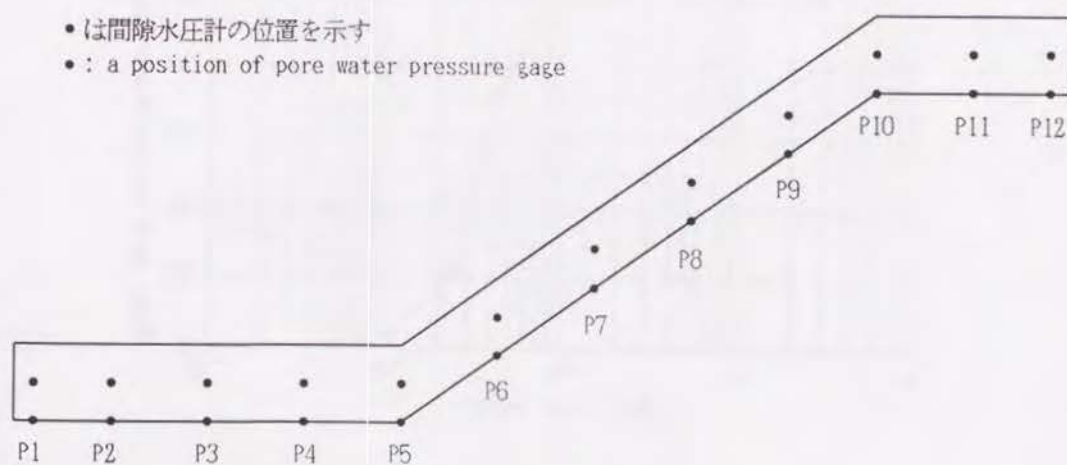


図3.4 間隙水圧計の配置  
Fig.3.4 Positions of pore pressure gages in soil layer.



## 2. 供試砂の物理特性

実験に用いた川砂の粒度分布特性、水分特性および不飽和透水性（比透水係数）、土質強度等の試験結果をそれぞれ図3.5、図3.6、図3.7に示す。このうち不飽和透水性については、実測せず第2章に提示した方法によって土壤水分特性から推定した結果を示している。諸試験の結果、供試砂の乾燥密度は $1.30\text{g/cm}^3$ であり、粒度分布は悪く、 $0.1\sim 1.0\text{mm}$ 粒径のものがほとんどであり、 $D_{10}$ が $0.144\text{mm}$ 、均等係数（ $D_{60}/D_{10}$ ）は $2.59$ であった。水分特性は $400\text{cc}$ 採土円筒を用い、土柱法、加圧法を併用して計測したところ、飽和体積含水率； $\theta_s$ は $0.429$ 、残留体積含水率； $\theta_r$ は $0.051$ 、van Genuchtenのパラメーター $\alpha$ 、 $n$ はそれぞれ $5.60$ 、 $3.07$ であった。土質強度は現場一面せん断試験機（マルイ製作所製LST、せん断箱 $20\times 20\times 10\text{cm}$ 、下部せん断箱移動式）によって飽和時の強度について求めた。この結果、粘着力 $c'$ 、内部摩擦角 $\phi'$ はそれぞれ $8.21\text{kgf/m}^2$ 、 $30.4^\circ$ であった。供試砂の透水係数は定水位法により求めたところ $2.0\times 10^{-2}\text{cm/sec}$ であった。

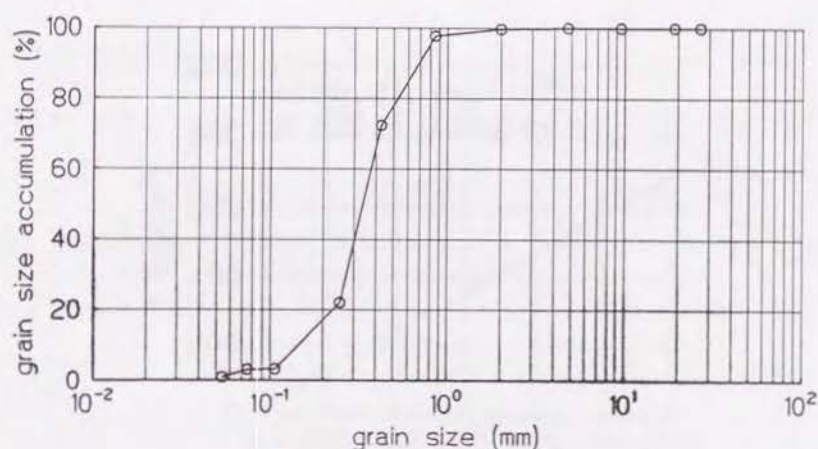


図3.5 供試砂の粒度分布特性

Fig.3.5 Characteristic of grain size accumulation of tested sand

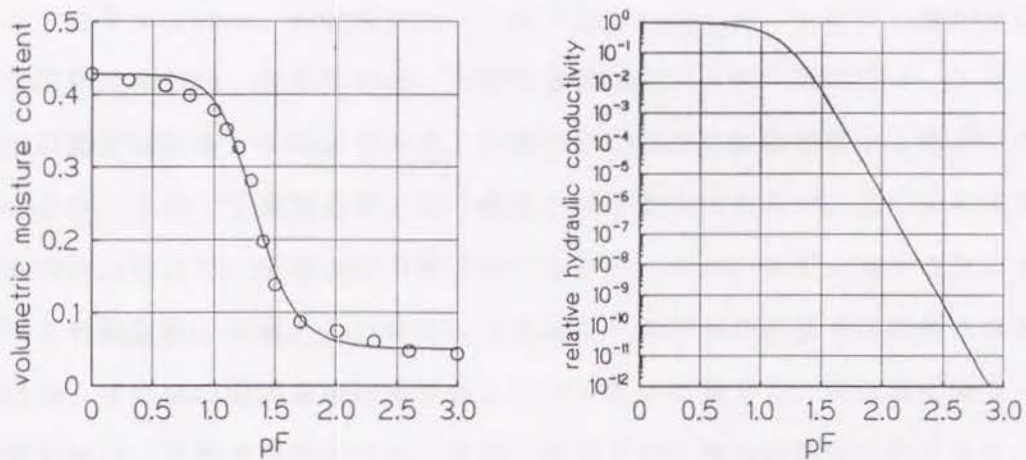


図3.6 供試砂の土壌水分特性と不飽和透水性

Fig.3.6 Soil moisture characteristic and relative hydraulic conductivity of tested sand.

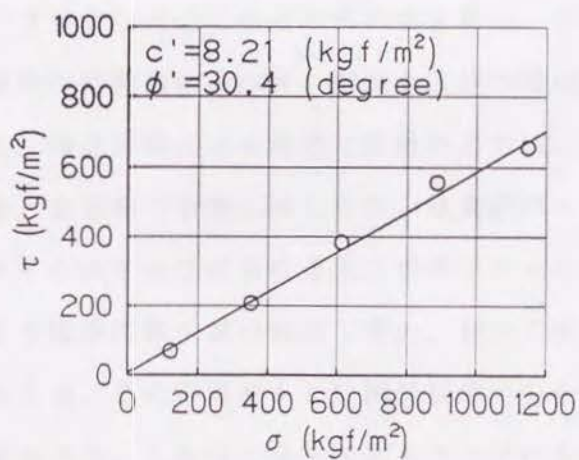


図3.7 供試砂の剪断試験結果

Fig.3.7 Relationship between normal stress and shear stress of tested sand.

### 3. 実験条件

土層深度については、20、30、40、50、60cmの均質土層深、下部の土層が厚い条件（下部平坦部50cm、斜面部40cm、上部平坦部30cm）と、上部の土層が厚い条件（下部平坦部30cm、斜面部40cm、上部平坦部50cm）の計7種類について行った。斜面部の深度は鉛直方向の値である。斜面部の土層深を斜面底部から底面に垂直方向にとり、上部・下部平坦部と同一深度とする場合があるが、雨による浸透水の流線方向は鉛直で、浸潤前線の降下速度も部位にかかわらず一定となる。土層の深度を斜面底部に垂直とした場合、平坦部より斜面部の鉛直方向の長さは長くなるため、平坦部の浸潤前線は斜面部より早く底部に到達し、斜面部に先立って飽和帯が生じ、平坦部表面まで地下水位が到達する時刻も必然的に早くなり、法尻の侵食が発生しやすくなる。したがって本実験では斜面部の土層深を鉛直方向の値とすることにし、斜面部土層深のとり方に配慮した。土層は詰め込み時の含水率を各実験において、湿潤な初期水分量とし同一となるように配慮し、詰め込み完了から降雨開始までの時間をすべての実験において同一の20時間とした。降雨強度は供試砂の透水係数が比較的高いことから、降雨装置の最大所与降雨強度である110mm/hで全実験を行った。

一方、数値実験は各実験とも、289節点、470要素で土層を近似したモデルにより行った。諸物理パラメータは全て前述の実測値を用い、また斜面内初期間隙水圧分布は、実験開始時の実測値に基づき、間隙水圧計の間は線形補完して各要素節点の初期値とした。浸透解析による間隙水圧値の出力は、実際の実験と同様に10秒間隔としている。安全率の計算に関しては、崩壊が発生すると推定される時刻付近の、複数のタイムステップにおける圧力ポテンシャル値を用いて、第2章で提示した方法により臨界円弧を試行錯誤で求め、初めて安全率が1.0以下となるとき円弧を求めた後、この円弧をもとに解析期間中の全タイムステップの安全率を計算し推移を求めた。これは、各タイムステップにおいて円弧を探索し安全率を計算する場合に要する莫大なCPUタイムを回避する理由による。したがって、全解析期間中ただ一つの円弧を対象として斜面安全率の計算を行うことになるが、この方法でも対象円弧が解析期間中に初めて1.0以下となる臨界円弧があるので、崩壊の発生時刻の算定についてはなんら不都合はない。



第2節 室内実験の結果と数値実験との比較検討

1. 崩壊の発生時刻

崩壊の発生時刻を表3.1に示す。均質土層深の場合、土層深度の小さいものほど早く崩壊する結果が得られた。土層深度と崩壊発生時間との関係を示した図3.8によれば、土層深度と崩壊発生までの降雨時間が線形関係にあることがわかる。図3.9に実際の崩壊時間と数値実験の結果から得られた崩壊時間との関係を示す。図3.9によれば数値実験による結果と実際の崩壊実験の結果とは良好な一致を見ている。崩壊発生時までの斜面からの流出水量は降雨量と比較すると、ごく僅かであるため、所与降雨はほとんど斜面内部で貯留されるものと考えられる。降雨総量を平均土層深度で除し、斜面全体での飽和度の上昇量を求めると、表3.1となった。run-2~5では約0.14~0.15とほぼ等しい値を示している。

表3.1 各実験における崩壊発生時刻と累積降雨量  
Table 3.1 Observed time of failure and cumulative rainfall from run-1 to run-7

| Exp. No. | shape   | soil depth      | time of failure | total rainfall | increase of VMC* |
|----------|---------|-----------------|-----------------|----------------|------------------|
| run-1**  | uniform | 20cm            | 12' 50~13' 00"  | 23.5 mm        | 0.1175           |
| run-2    |         | 30cm            | 23' 09"         | 42.4           | 0.1413           |
| run-3    |         | 40cm            | 30' 03"         | 55.1           | 0.1378           |
| run-4    |         | 50cm            | 40' 59"         | 75.1           | 0.1502           |
| run-5    |         | 60cm            | 49' 02"         | 89.9           | 0.1498           |
| run-6    | non-    | 50, 40, 30cm*** | 26' 14"         | 48.1           | 0.1150           |
| run-7    | uniform | 30, 40, 50cm*** | 27' 09"         | 49.8           | 0.1305           |

\*: VMC: Volumetric Moisture Content

\*\* : 20cmの土層深度の時には、斜面方向の移動が小規模の崩壊しか発生しなかったため降雨を継続させたところ、小規模の移動が断続するような動きをした。表に記載してある崩壊発生時刻は、最初に土塊が移動したときの時刻である。したがって、run-1については以降の崩土の移動量、数値実験で取り扱わない。

\*\*\* : 数値は下部平坦部、斜面部、上部平坦部の土層深度である。

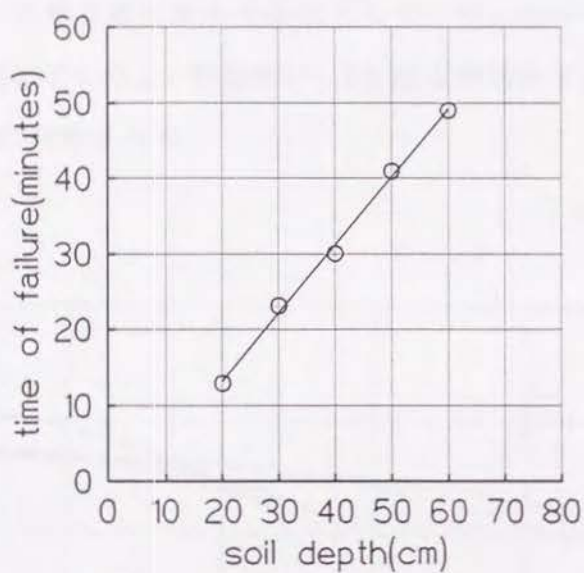


図3.8 土層深度と崩壊時間の関係  
Fig.3.8 Relationship between soil depth and time of failure

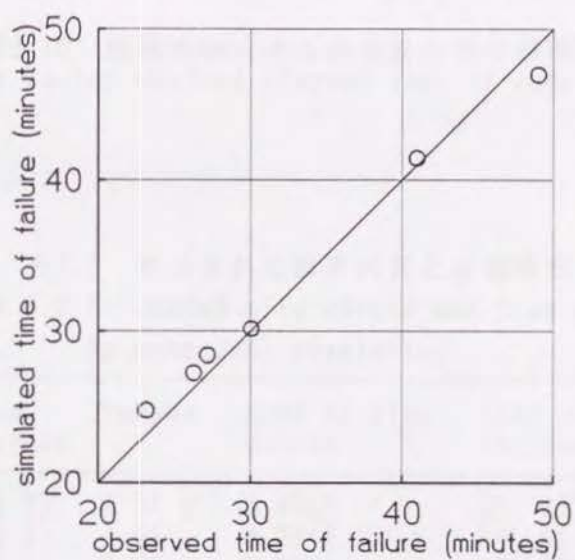


図3.9 室内実験による崩壊発生時間と解析による発生予測結果の比較  
Fig.3.9 Relationship between observed and estimated time of failure.

## 2. 安全率の推移

図3.10に数値実験により得られた安全率の推移を示す。土層深の浅いrun-2を除き、降雨開始時で安全率はほぼ1.4に等しい。約10分後にはrun-3、6、7で安全率が減少を始め、以降急速に安全率が低下していく。run-4、5では約20分後から安全率が低下し始めている。安全率が1.0となる時刻までの累積降雨量は、それぞれ表3.2のように計算された。

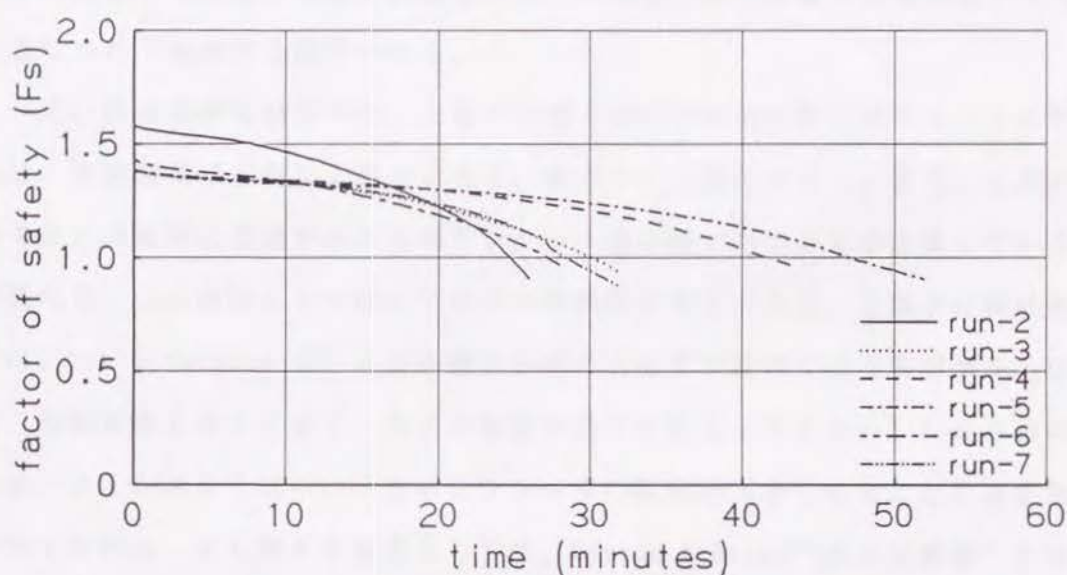


図3.10 数値実験による斜面安全率の経時変化

Fig.3.10 Safety factor against elapsed time of numerical experiment

表3.2 算出された臨界円弧と崩壊時刻

Table 3.2 Estimated slip circle and time of failure  
by numerical simulation

| exp. No. | center of slip circle | radius | area of slip circle   | time of failure | cumulative rainfall |
|----------|-----------------------|--------|-----------------------|-----------------|---------------------|
| run-2    | (1.0, 4.2)            | 4.01 m | 0.4568 m <sup>2</sup> | 24' 47"         | 45.4 mm             |
| run-3    | (1.0, 4.8)            | 4.51   | 0.7211                | 30' 05"         | 55.3                |
| run-4    | (1.5, 4.2)            | 3.73   | 0.9101                | 41' 28"         | 76.0                |
| run-5    | (1.7, 4.2)            | 3.61   | 1.1433                | 47' 00"         | 86.1                |
| run-6    | (1.3, 4.5)            | 4.09   | 0.6658                | 27' 16"         | 50.0                |
| run-7    | (1.0, 4.4)            | 4.18   | 0.7119                | 28' 25"         | 52.1                |



### 3. 間隙水圧の観測結果

図3.11～図3.16に間隙水圧の計測結果を示す。土層の中部に設置した間隙水圧計の観測値は、一般に浸潤前線が到達するまで圧力ポテンシャル値の変化はなく浸潤前線の通過時に急速に上昇するが、浸潤前線がさらに下方に降下している間はほぼ一定の値をとる。低部に設置した間隙水圧計の測定値も浸潤前線が到達するまでその値に変化はないが、その後緩やかではあるが上昇していく結果が得られた。また、崩壊時に移動土塊内あるいは圧縮域に急激な圧力ポテンシャルの上昇する現象が各実験に共通に観測された。間隙水圧の上昇量は土層深度が大きくなるにつれて増加する傾向がある。

一方、数値実験の結果では、土層の深度方向の中央部の圧力ポテンシャルの変化は、実測結果ほど急な上昇を示さず、緩やかに上昇していく。また、土層の低部では、降雨開始直後から圧力ポテンシャル値は緩やかであるが上昇しているのが異なる。この原因としては以下の2つの原因が考えられる。土壌水分特性曲線では、van Genuchten 式による体積含水率の近似値が飽和付近で実測値を上回る上、勾配も緩くなっており、比水分容量が過小に算出されるため2.1 式左辺の  $\partial \psi / \partial t$  が大きくなり、圧力ポテンシャルの変化が大きくなることがまず第1に考えられる。また第2の原因としては、German & Beven<sup>6)</sup> および著者<sup>7)</sup> が指摘しているように、飽和にごく近い領域で不飽和透水係数が急激に変化する現象が上げられる。Germanらは、大型の非攪乱土壌を用い排水試験を実施し、その間流出量と土壌内の圧力ポテンシャル分布を計測した結果、圧力ポテンシャル値で0 cmH<sub>2</sub>Oから-10cmH<sub>2</sub>Oに低下すると透水係数が1オーダー下がることを報告している。また、これら2つの原因は相互に関連していると考えられ、大孔隙が低圧力ポテンシャル領域で空気に置き換わる結果、含水率が低下するとともに大孔隙の減少により透水性が一気に低下するものと思われる。本数値実験に使用した砂でもこの現象が起こり得ることは十分考えられ、その場合、現実より過大な不飽和透水係数を与えることとなるため、実測値に基づいた初期水分分布を与えると、透水係数が過大となる結果急速に流動が生じ、とくに水分量が多い下部平坦面の低部において浸潤前線の到達前に圧力ポテンシャル値に変化が生じることとなる。しかし、斜面低部における崩壊時の圧力ポテンシャルの観測結果は数値実験による

ものと良く符合しているため、崩壊時刻等について良い一致が得られてたものと推察される。これは、浸潤前線が斜面低部に到達した以降については、土層内はほぼ飽和しており、比水分容量、不飽和透水係数とも上記に上げた現象の影響が小さくなるためと思われる。このような飽和に近い領域での水移動は、未だに不明なところが多く、土壌物理学の分野において現在精力的な研究が進められている現状にあり、今後の研究の進展を待ちたい。

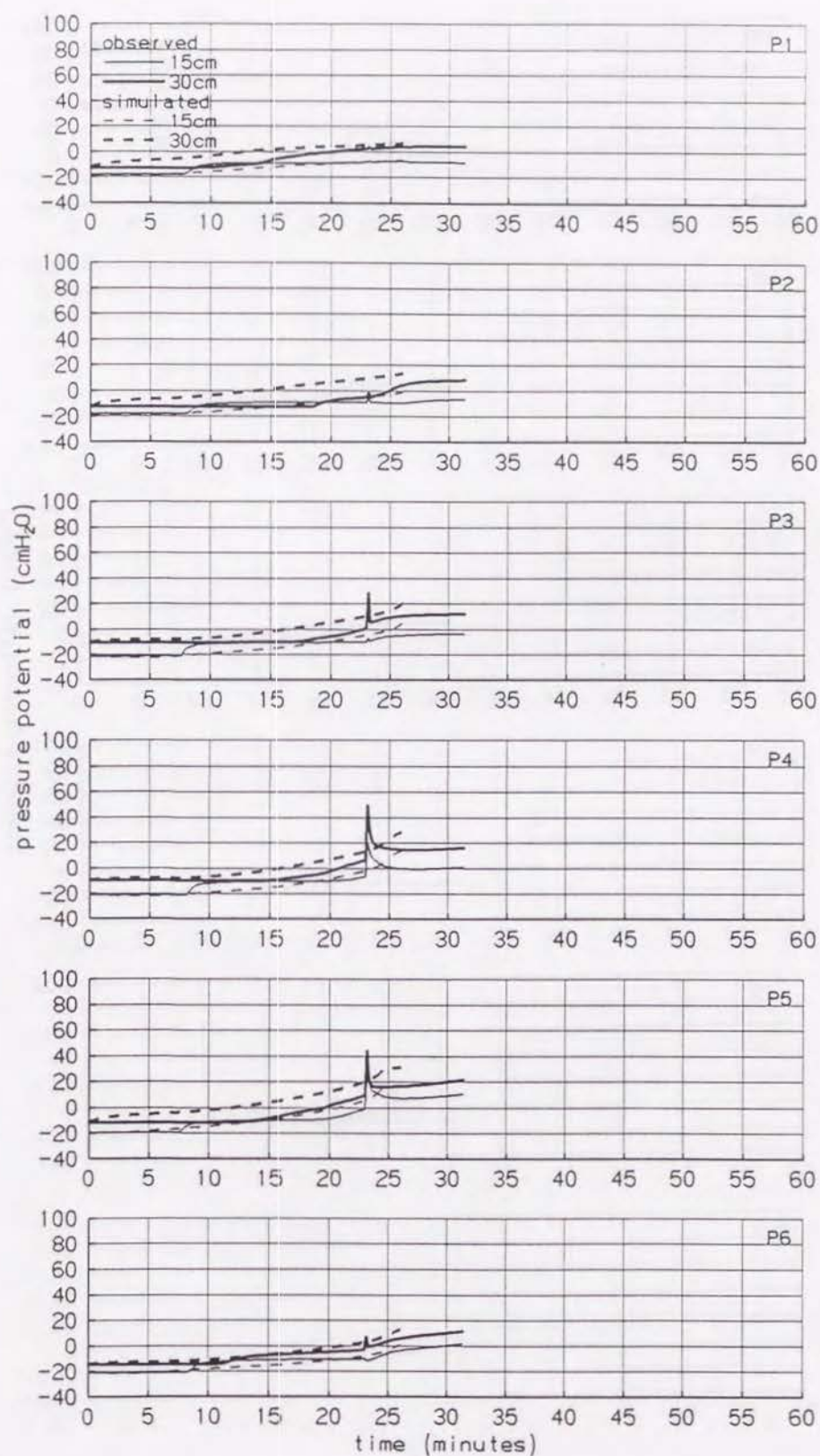


図3.11(a) run-2における間隙水圧の観測値と推定値  
 Fig.3.11(a) Observed and simulated pressure potential of run-2



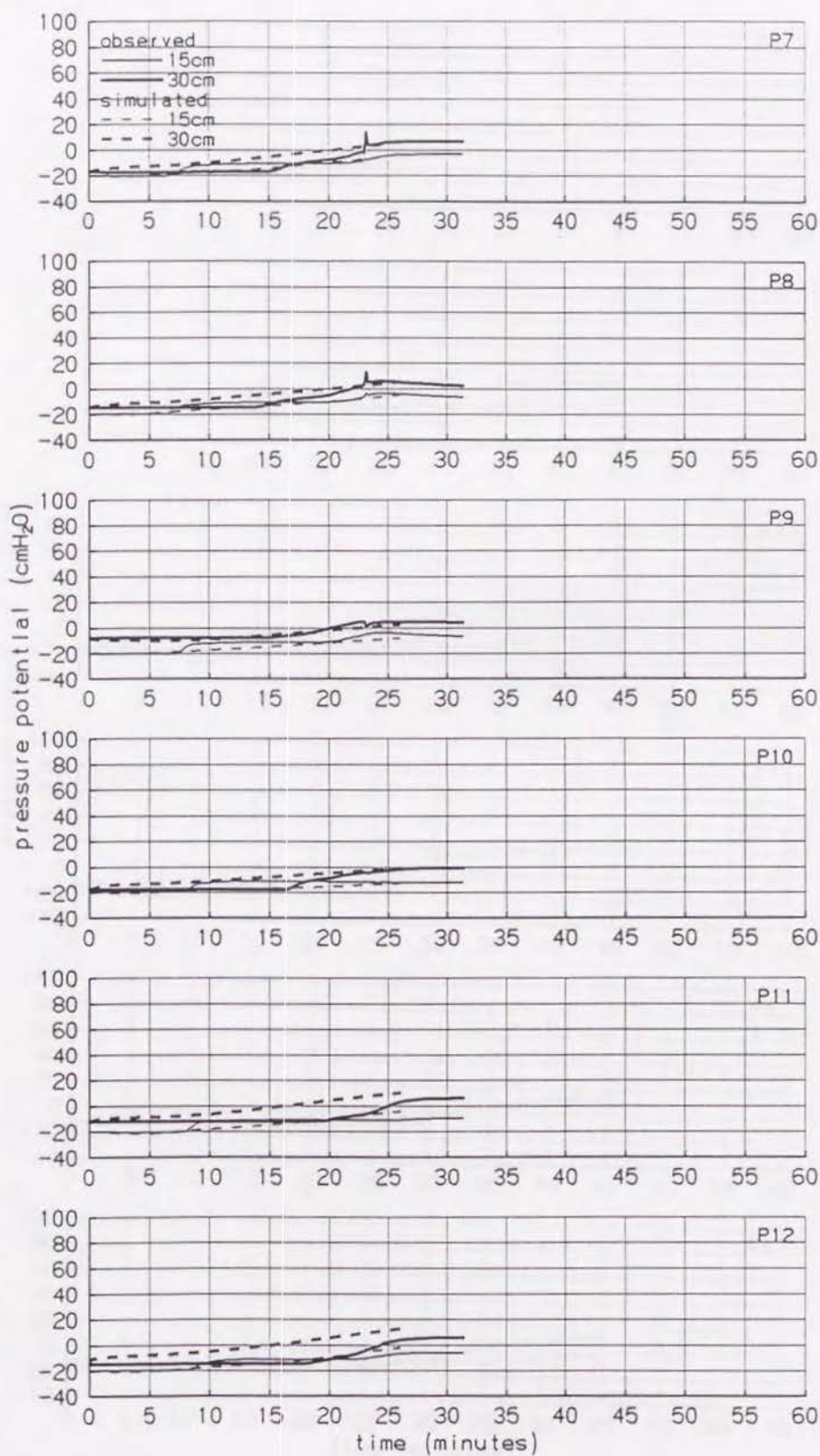


図3.11(b) run-2における間隙水圧の観測値と推定値  
 Fig.3.11(b) Observed and simulated pressure potential of run-2

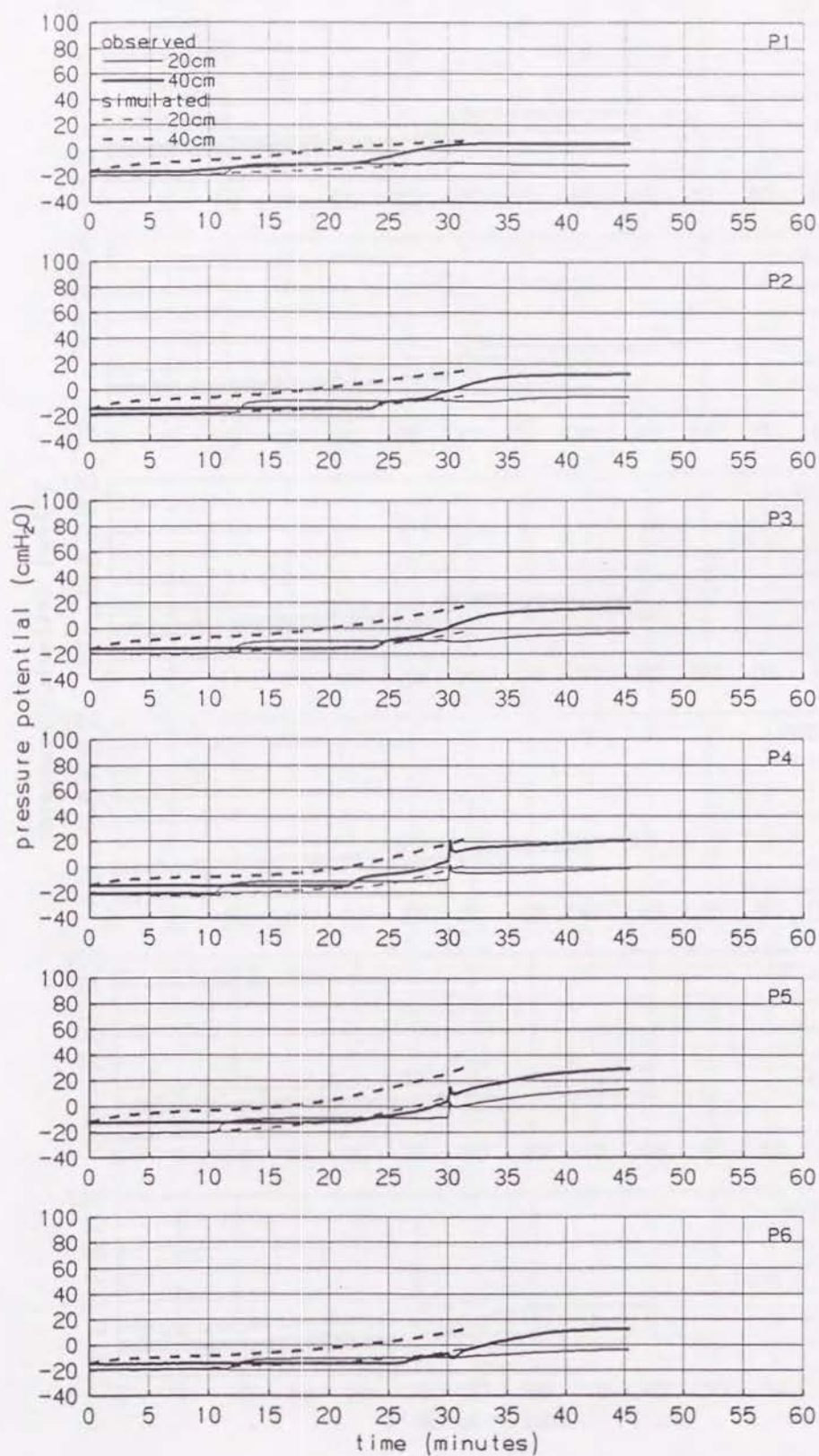


図3.12(a) run-3における間隙水圧の観測値と推定値  
 Fig.3.12(a) Observed and simulated pressure potential of run-3

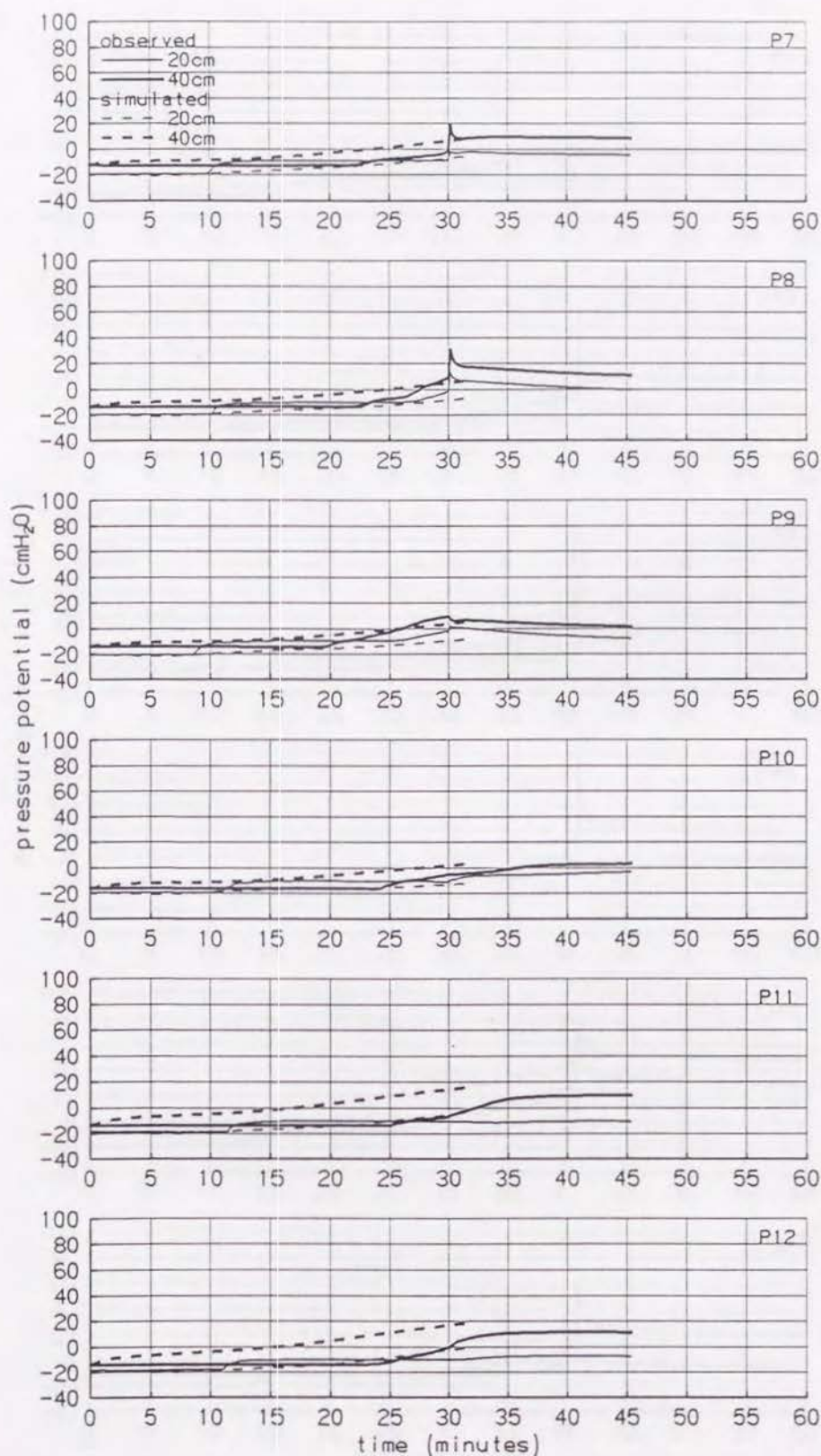


図3.12(b) run-3における間隙水圧の観測値と推定値  
 Fig. 3.12(b) Observed and simulated pressure potential of run-3



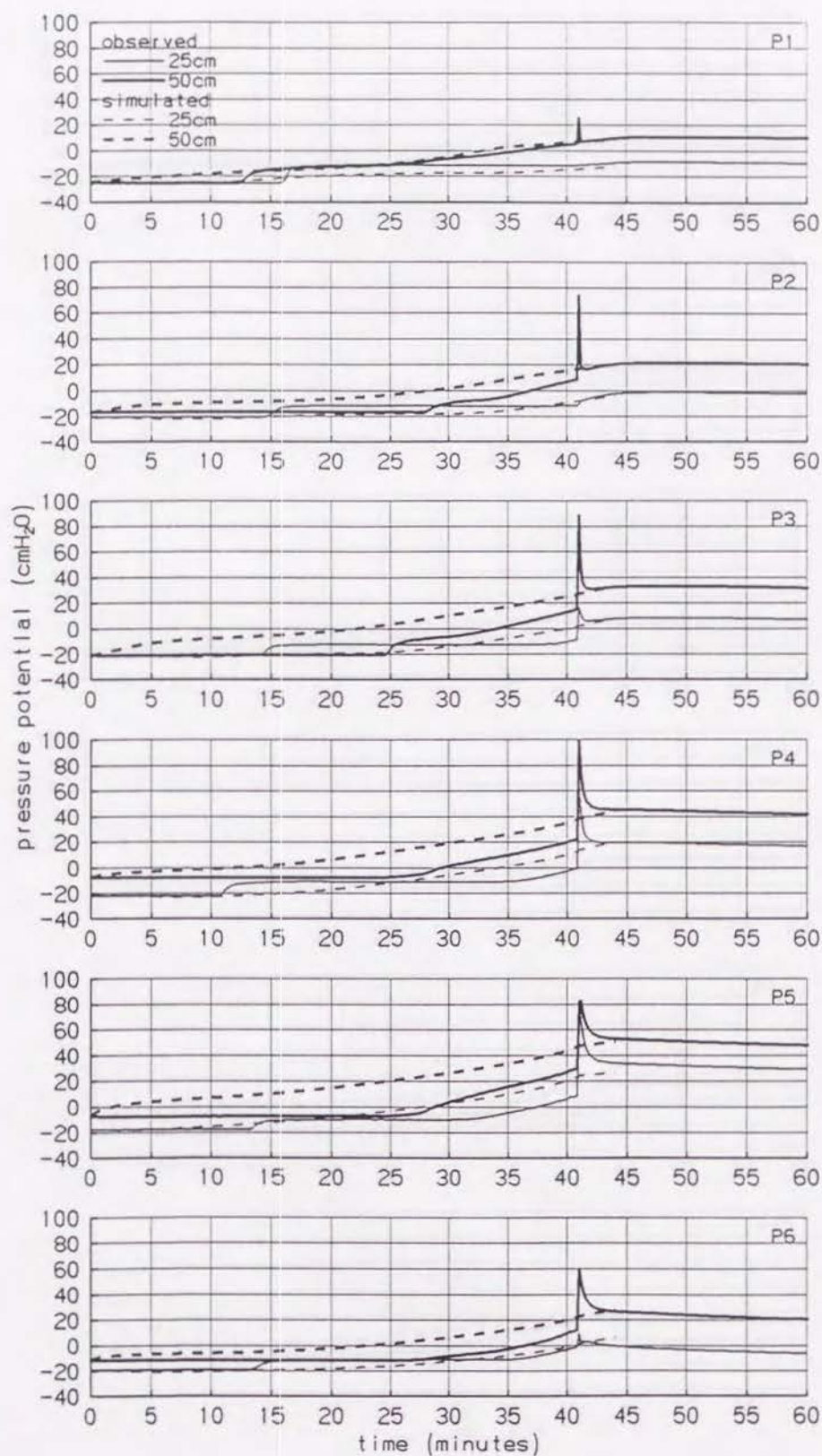


図3.13(a) run-4における間隙水圧の観測値と推定値  
 Fig.3.13(a) Observed and simulated pressure potential of run-4

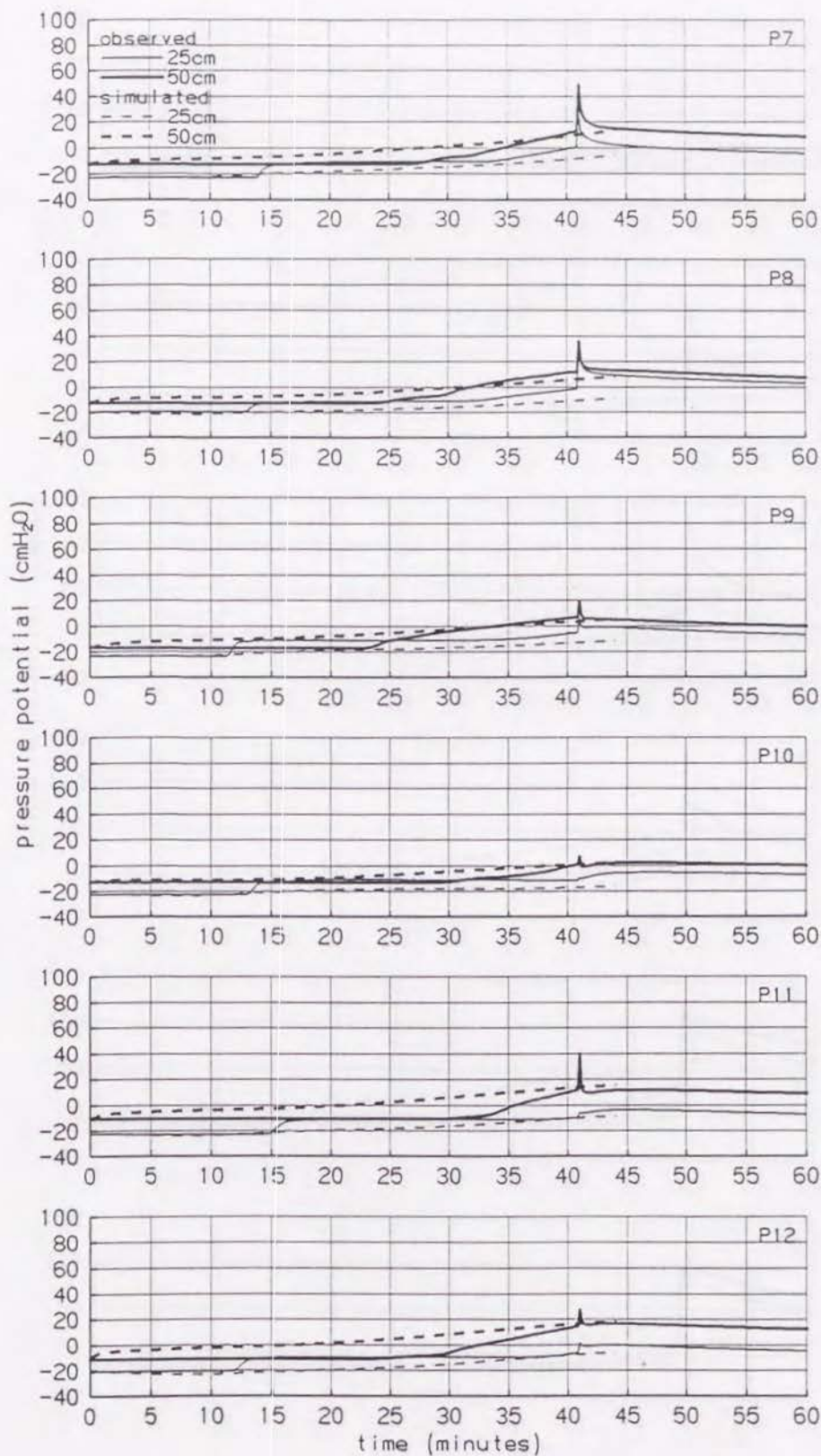


図3.13(b) run-4における間隙水圧の観測値と推定値  
 Fig.3.13(b) Observed and simulated pressure potential of run-4

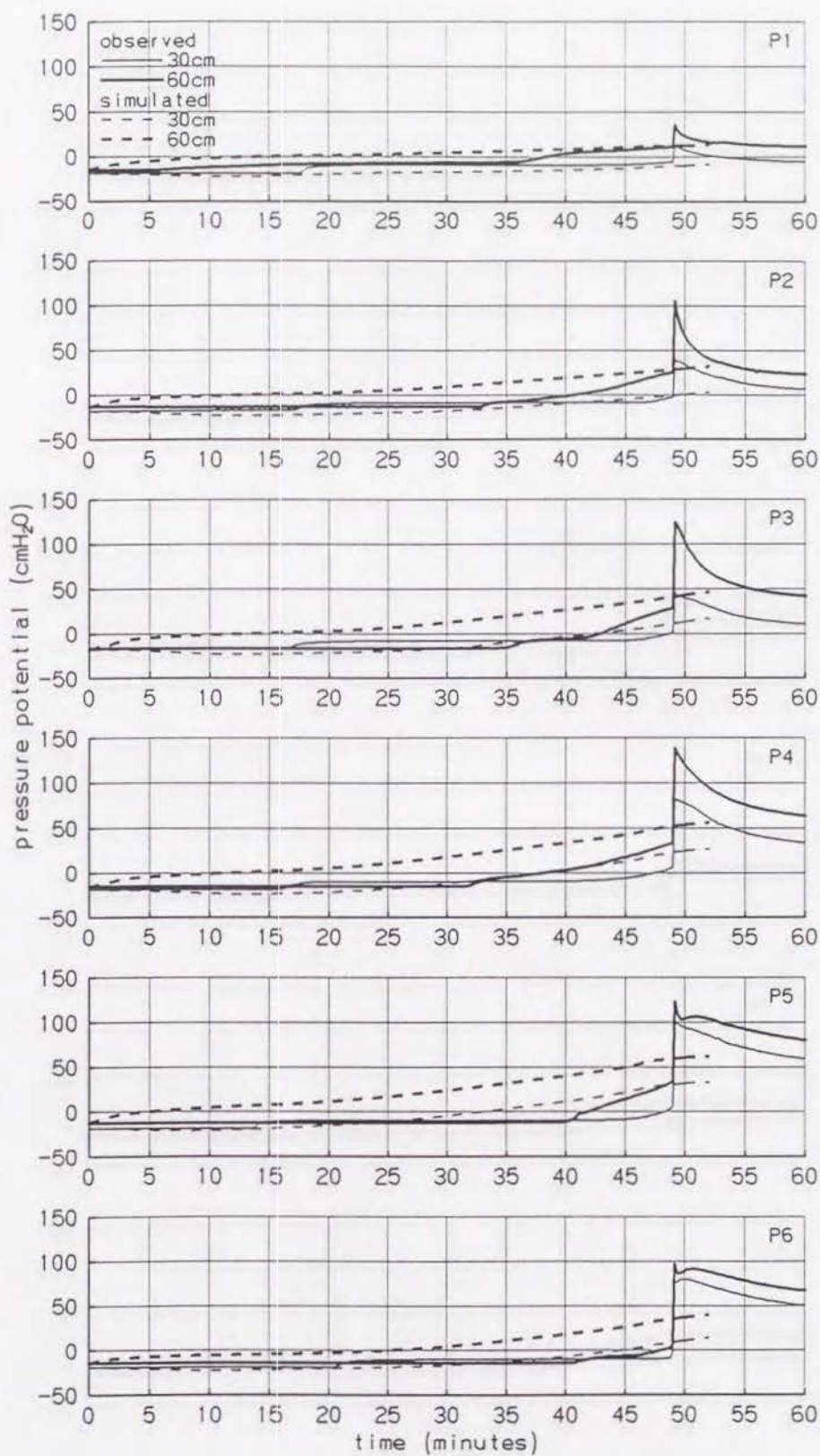


図3.14(a) run-5における間隙水圧の観測値と推定値  
 Fig. 3.14(a) Observed and simulated pressure potential of run-5



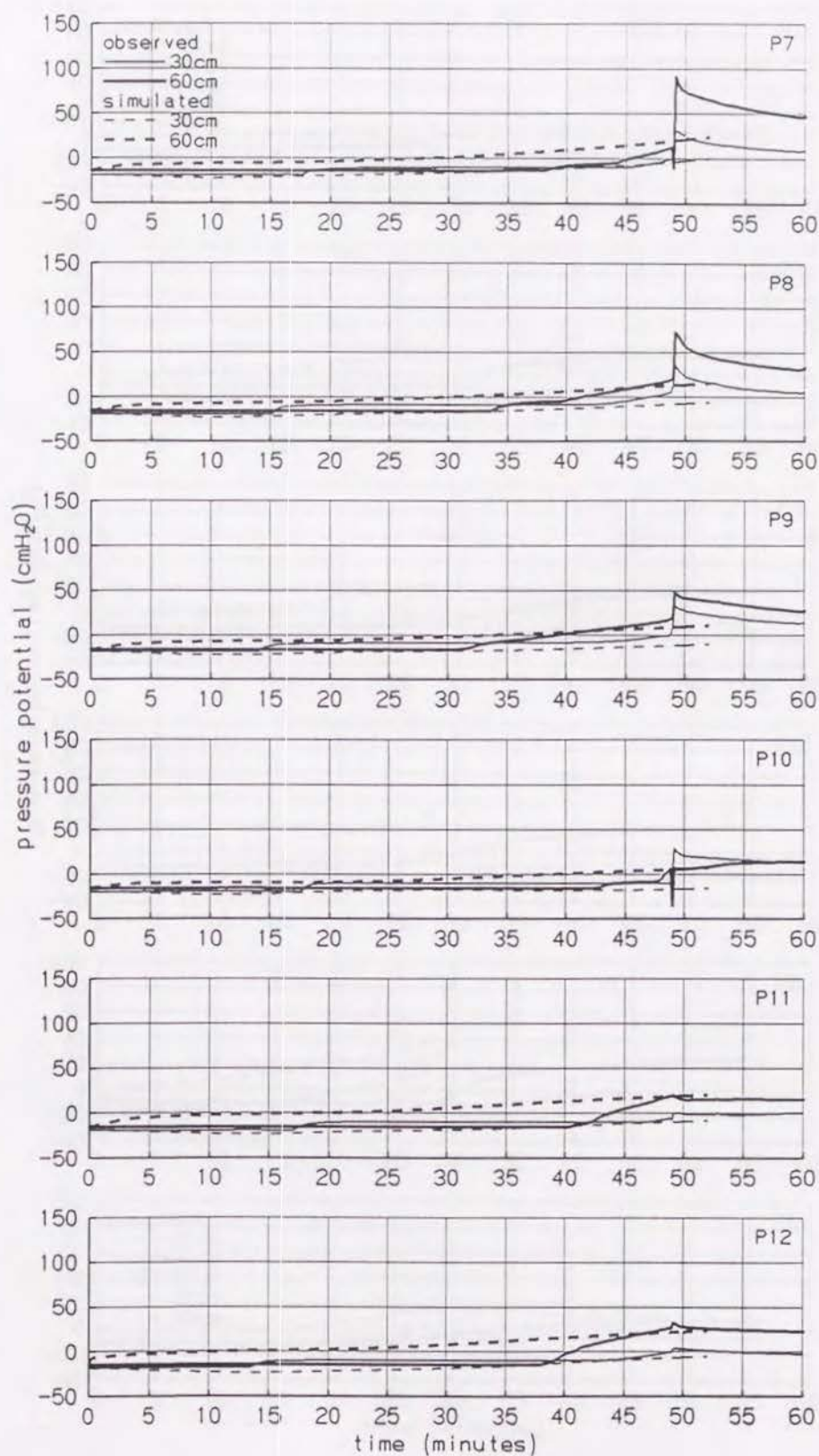


図3.14(b) run-5における間隙水圧の観測値と推定値  
 Fig. 3.14(b) Observed and simulated pressure potential of run-5

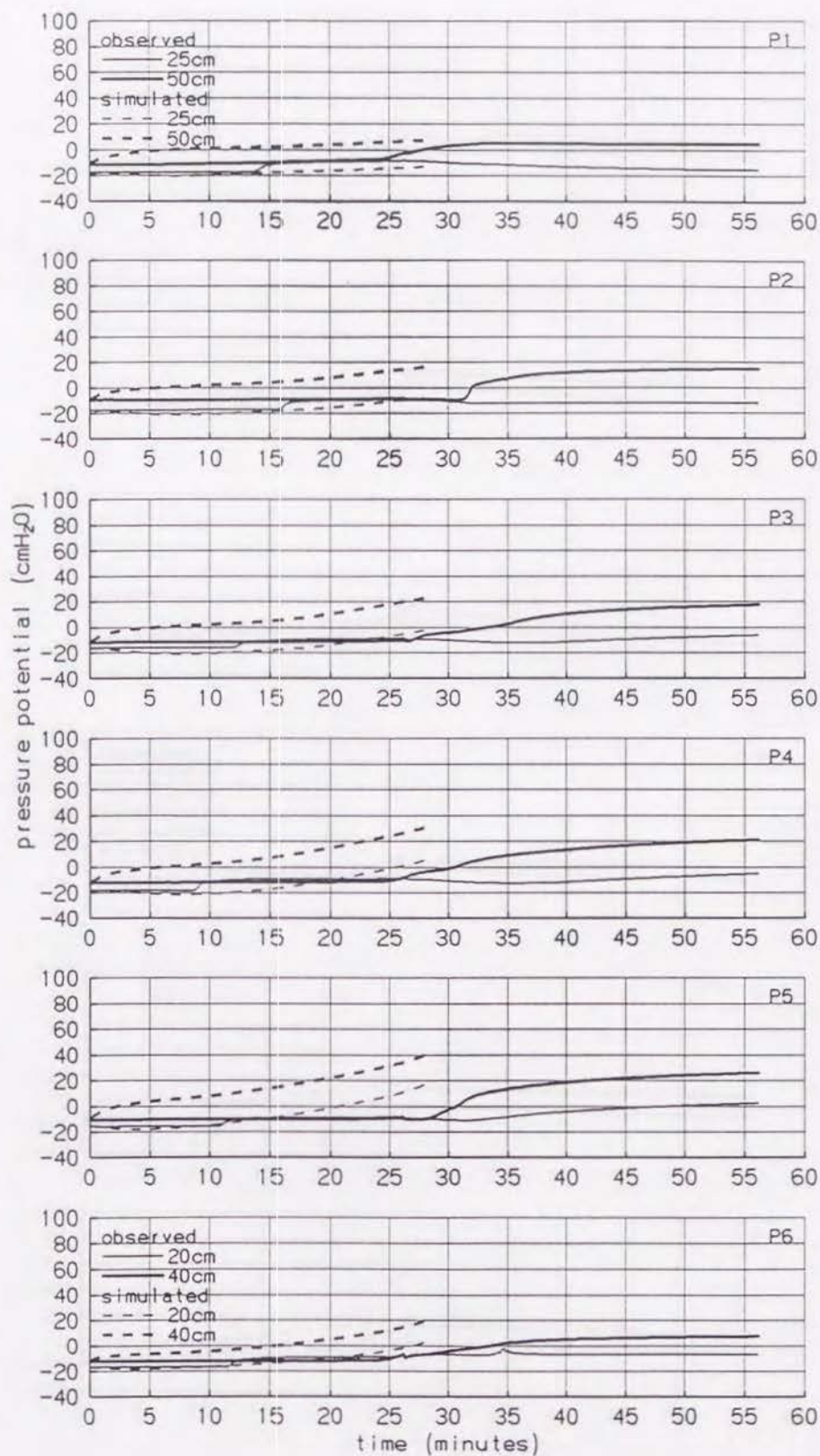


図3.15(a) run-6における間隙水圧の観測値と推定値  
 Fig.3.15(a) Observed and simulated pressure potential of run-6

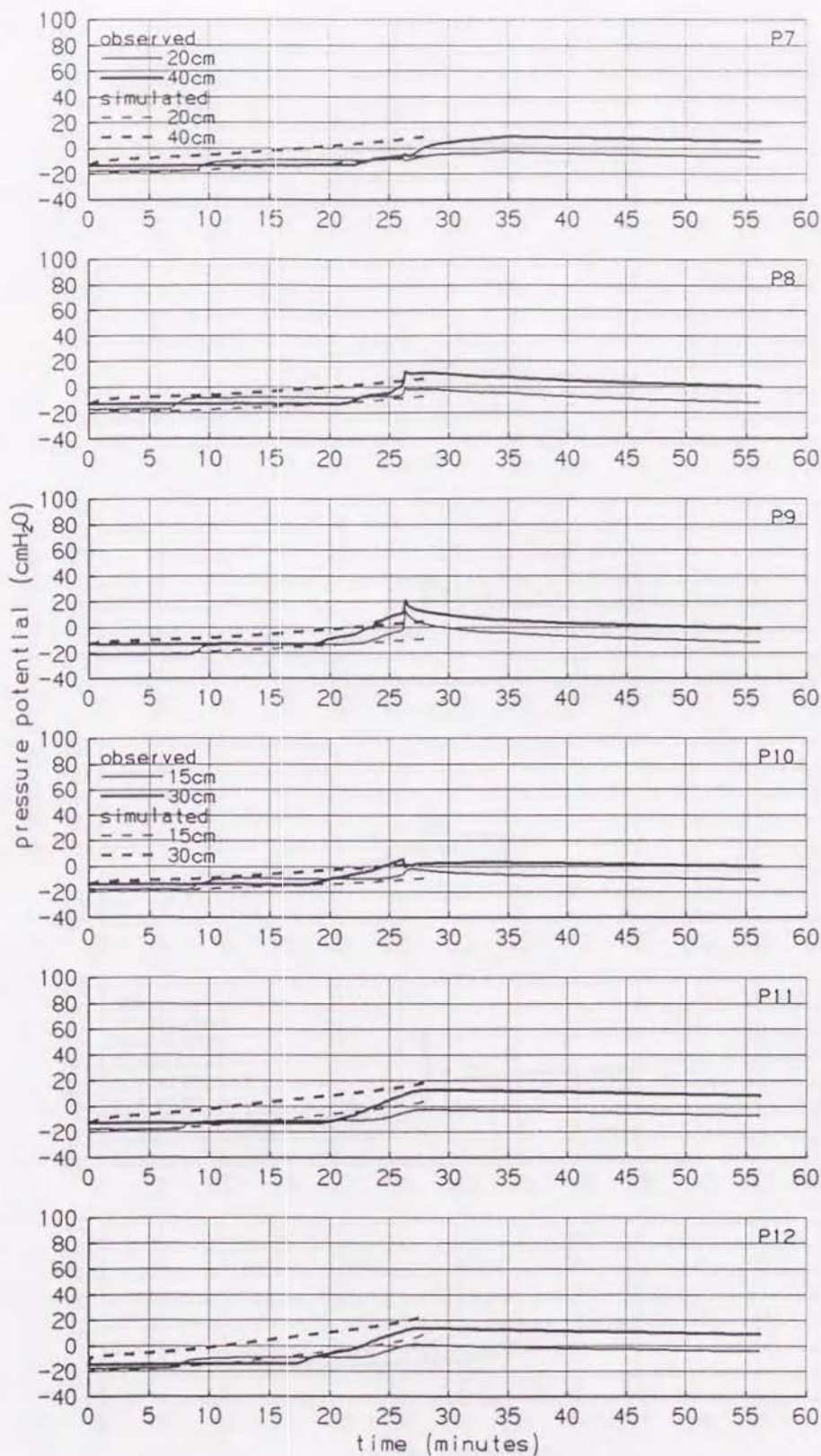


図3.15(b) run-6における間隙水圧の観測値と推定値  
 Fig. 3.15(b) Observed and simulated pressure potential of run-6



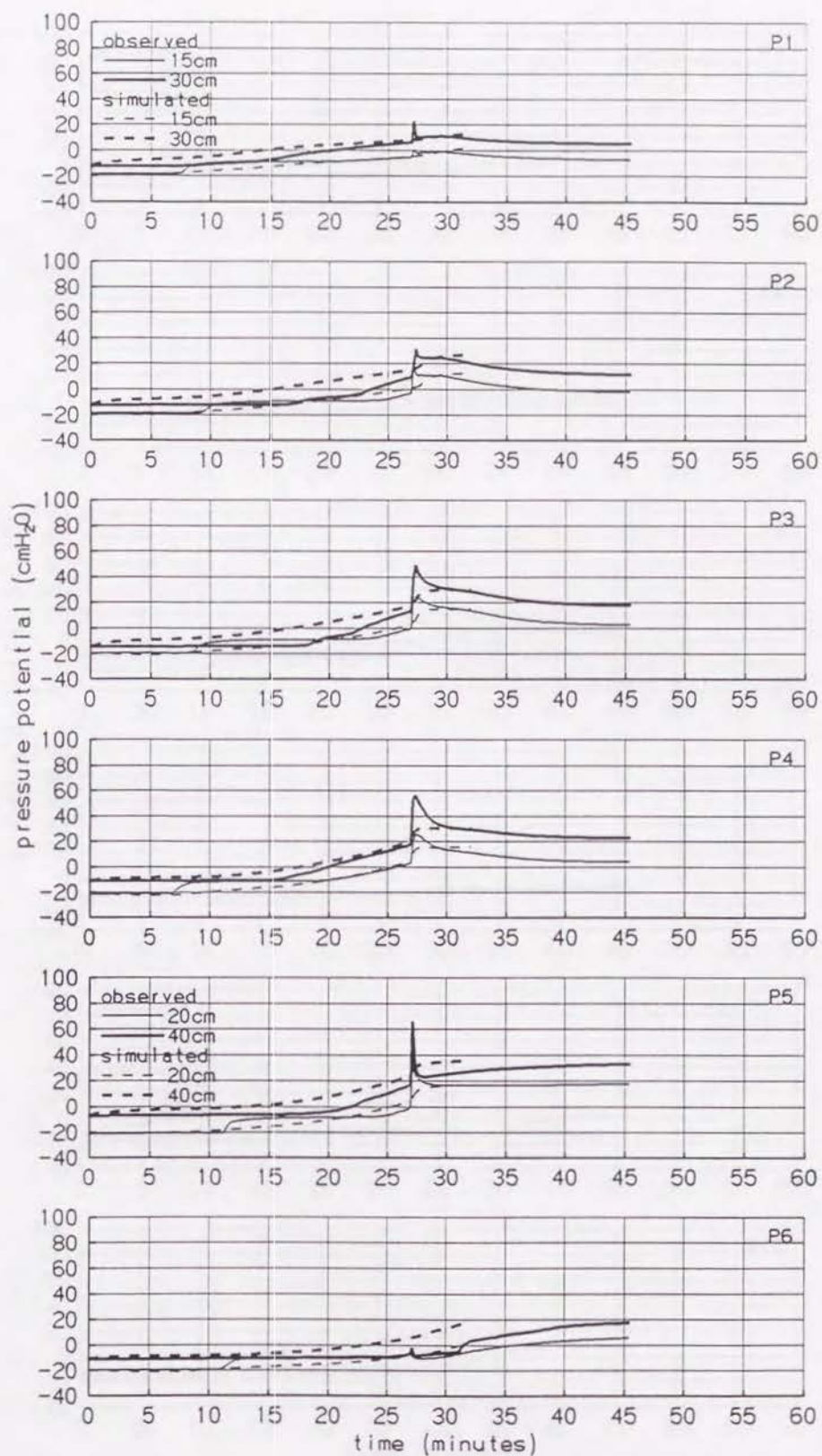


図3.16(a) run-7における間隙水圧の観測値と推定値  
 Fig. 3.16(a) Observed and simulated pressure potential of run-7

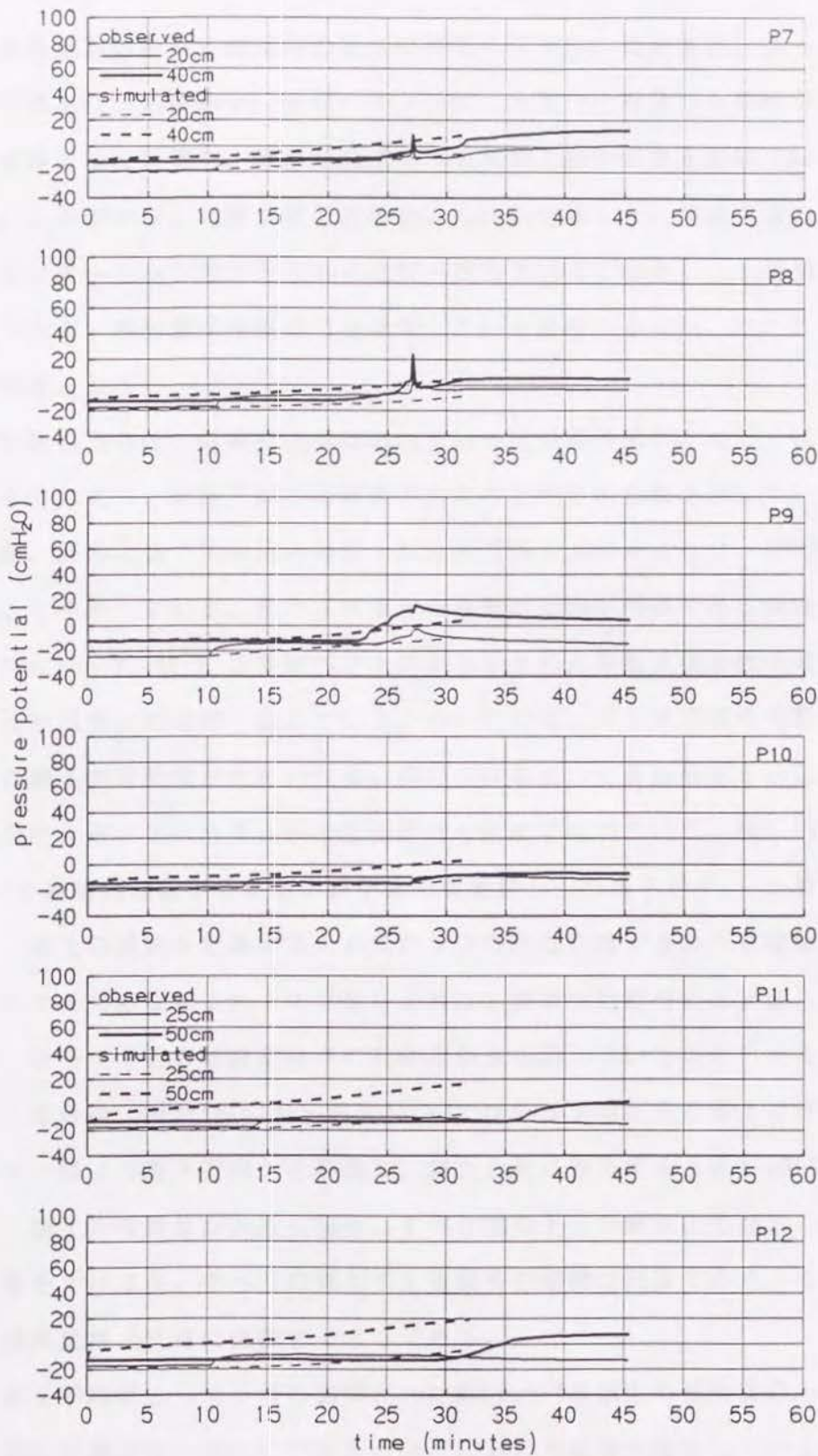


図3.16(b) run-7における間隙水圧の観測値と推定値  
 Fig.3.16(b) Observed and simulated pressure potential of run-7

#### 4. 崩壊の発生位置と崩土の移動

崩壊後の土層の断面と崩壊時の崩土の移動ベクトル、数値実験によってえられた臨界円弧を図3.17に示す。移動ベクトルは、土層中に設置した間隙水圧計の位置を崩壊終了後に計測し、設置時位置から崩壊終了後の位置を直線で結んだものである。この図から、均質土層深の場合、run-5を除くと、斜面下端の傾斜変換点の近傍にすべりの下端がみられる点が一致している。しかし、土層深が大きくなるにつれて、移動量は平坦部でも増加していく傾向がみられ、run-5ではその傾向が顕著となる。

次に移動の方向は、斜面中上部においてはほぼ斜面方向か、もしくは下向きが見られるのに対し、斜面下部では斜面方向より上向きの移動を示している。これは崩土が、斜面上部で沈み込み斜面下部付近で持ち上がるような、回転運動をしていることを示している。図からは崩土の運動の形態が円弧である傾向が見て取れる。特にrun-3, 4, 6は移動ベクトルから示される移動土塊と数値実験の結果求められた円弧とがほぼ一致している。run-5では、下方平坦部の受動域では上方からの崩土の運動量が大きいため、押し上げるような運動形態を示しており、その状況は土層下端の拘束された壁面の近くにまで現れている。図3.18に、run-5において崩壊の始動から移動の終了までを撮影した写真を示す。土層中の白色の点は、崩土の運動を記録するためにガラスの側壁に接するように埋設した円柱状のマーカーである。これらの写真によれば、崩壊の始動時には斜面上方に位置するマーカーが下部の傾斜変換点に向かう動きを示しているのがわかる（図3.18(a)）。その後、図3.18(c)から図3.18(e)では斜面上方からの崩土に押されるためマーカー群は斜面下方向へと移動し、崩土と共に停止する（図3.18(f)）。このように崩土の移動量が大きな場合、すべり面の下方が斜面上方からの崩土の運動の影響を受けるが、すべりの発生する極限時の運動は円弧であり、その下端は下部の傾斜変換点付近に位置するようである。

土層深を不均質とした2つの実験、run-6とrun-7の崩土の移動量のみを比較すると下部の土層が厚いrun-7で斜面の上方において崩壊が発生しているのに対し、斜面下方が薄いrun-6では斜面部より更に下方の平坦部で発生していることがわかる。また間隙水圧の変化を示した図からも、run-6では斜面上方平坦部でいち



早く飽和域が発生しているのに対し、run-7 では斜面下方で飽和域がもっとも早く生じている。浸潤前線が低部に到達するまでの時間が土層深によって支配されているため、飽和帯は土層深の薄い箇所ほど早く発生する。数値実験の結果得られた臨界円はともに表層の下部傾斜変換点付近にその下端が見られるが、変換点の位置がrun-7の方がrun-6よりも左方にあるため、すべり円弧は斜面下方に寄った形となっている。このように、上下端の平坦部と斜面部との深度差が僅か10cmであっても、崩壊の発生に關与する飽和帯の発生時間と部位に差異を生み出しており、土層深が崩壊の発生に大きな影響を与えていることが伺われる。

以上のように、数値実験によってえられた臨界円は、実際の移動土塊と良く一致しており、本斜面安定解析法の有効性を示しているものと考ええる。

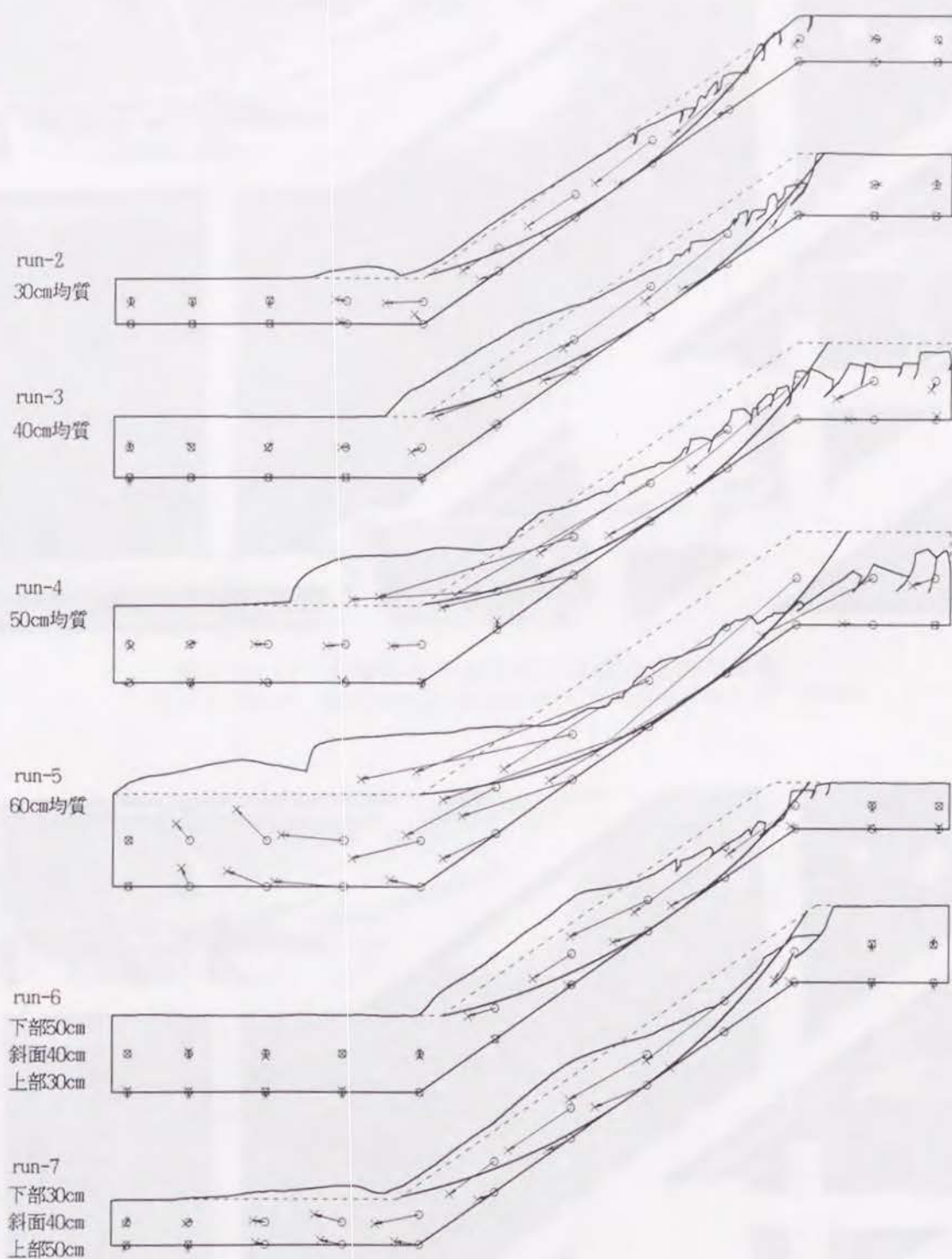


図3.17 崩土の移動ベクトルと数値実験によって得られた臨界円  
Fig.3.17 Vectors of slid masses and estimated critical circles.

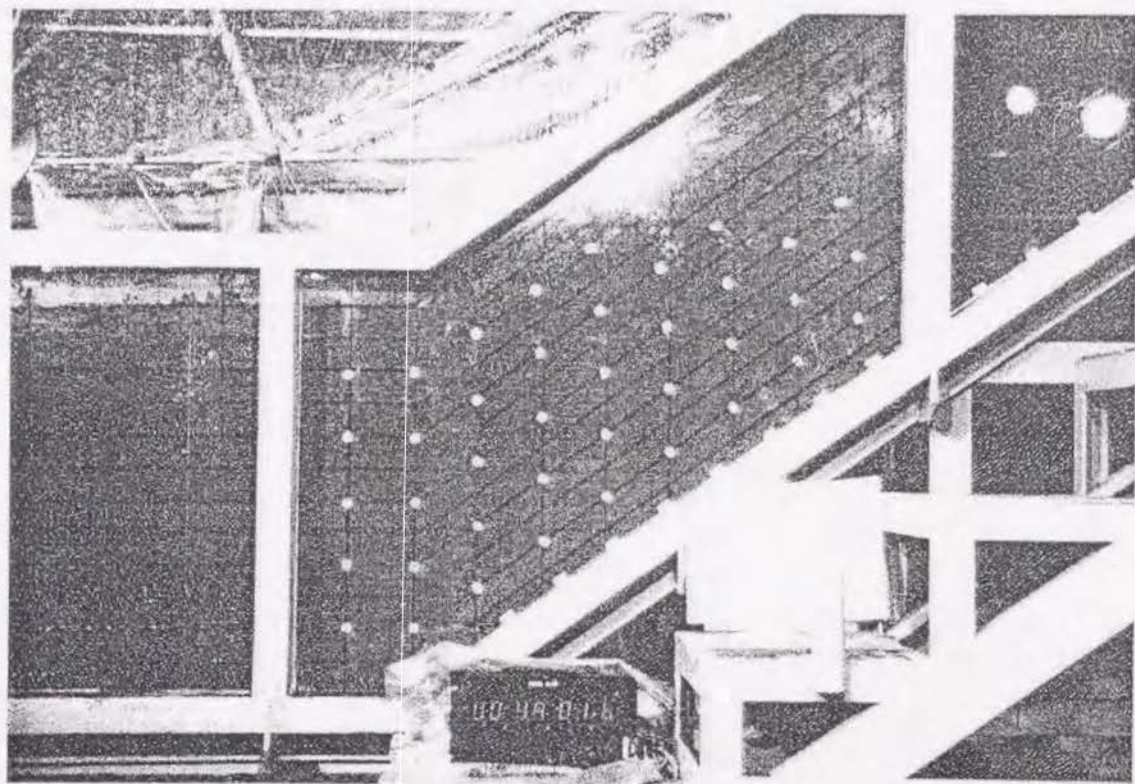


図3.18(a) 崩壊時の下部変曲点付近の土塊の移動  
Fig. 3.18(a) Movement of markers at the foot of slope.

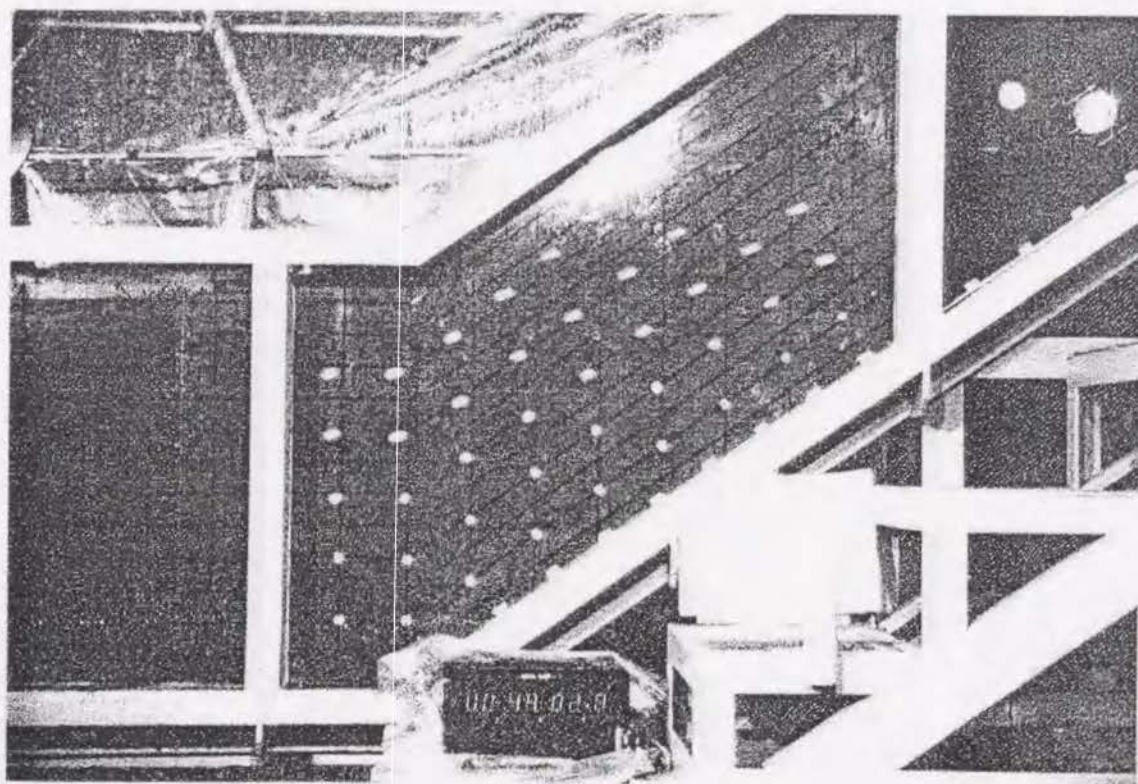


図3.18(b) 崩壊時の下部変曲点付近の土塊の移動  
Fig. 3.18(b) Movement of markers at the foot of slope.



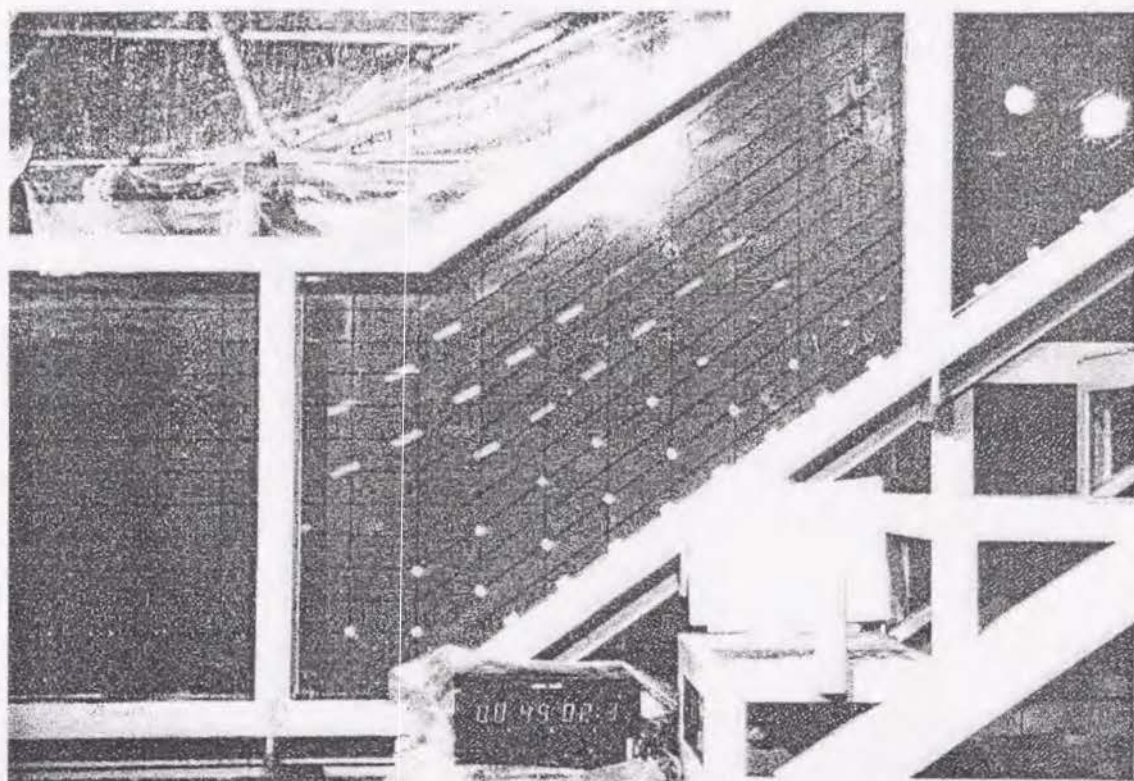


図3.18(c) 崩壊時の下部変曲点付近の土塊の移動  
Fig. 3.18(c) Movement of markers at the foot of slope.

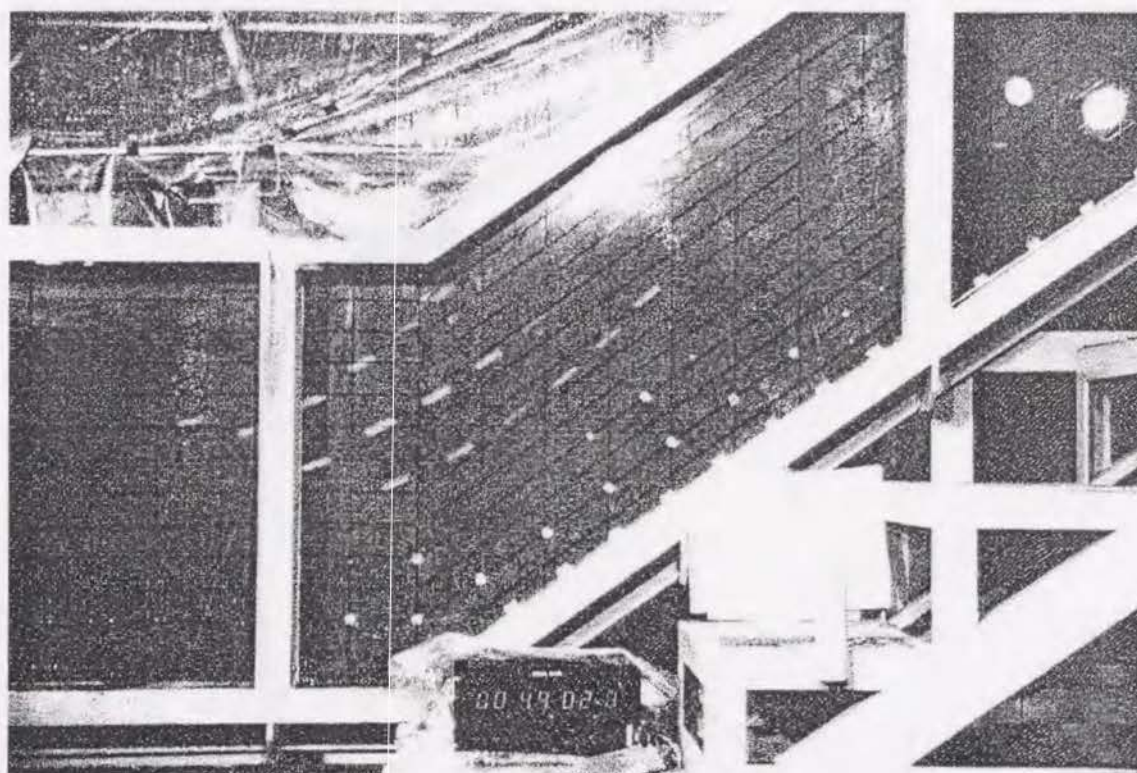


図3.18(d) 崩壊時の下部変曲点付近の土塊の移動  
Fig. 3.18(d) Movement of markers at the foot of slope



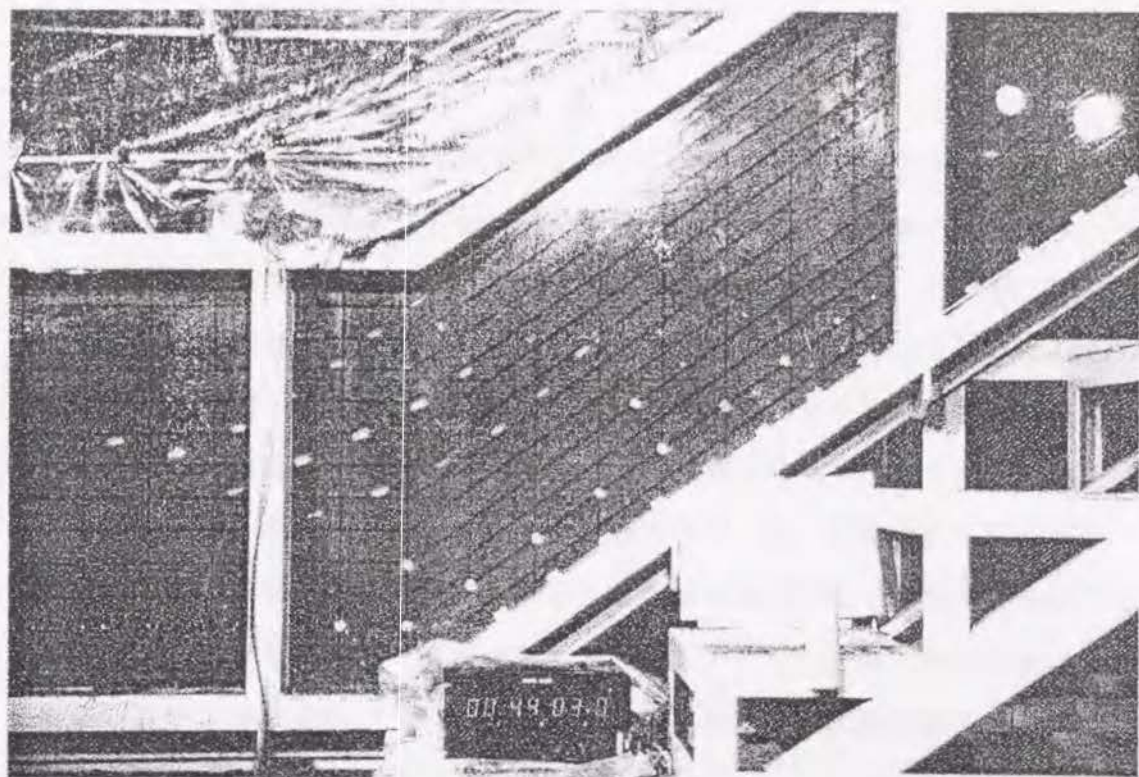


図3.18(e) 崩壊時の下部変曲点付近の土塊の移動  
Fig. 3.18(e) Movement of markers at the foot of slope

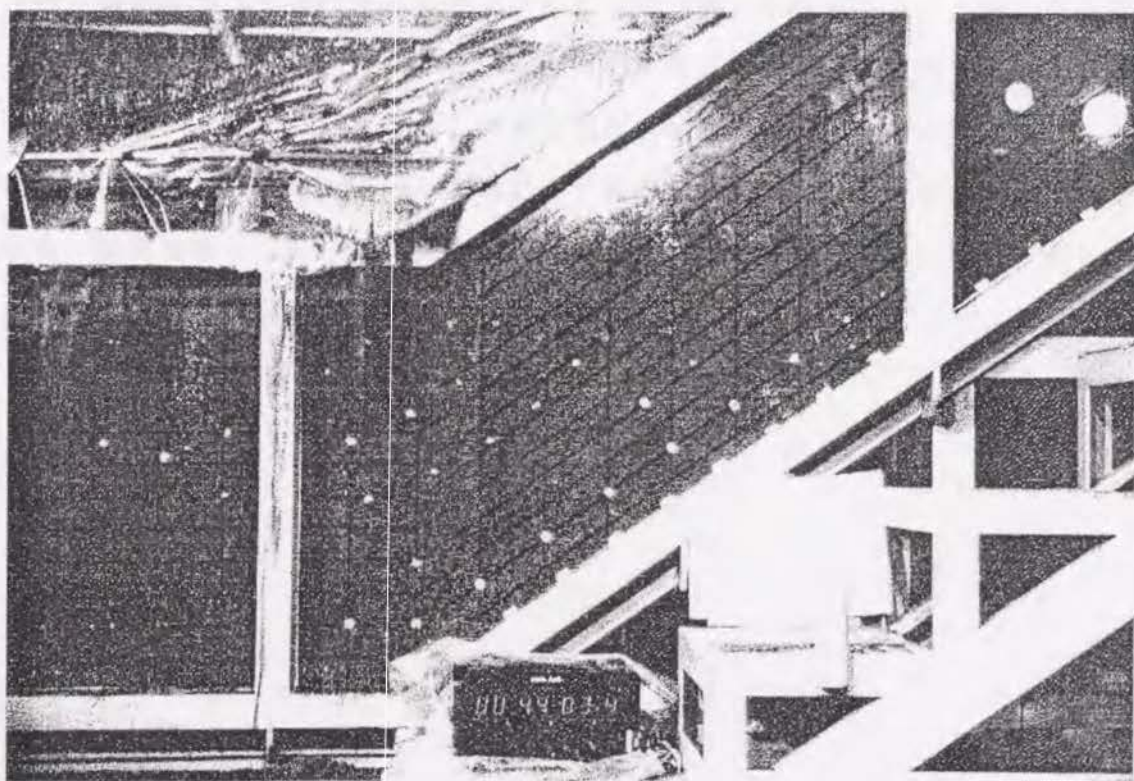


図3.18(f) 崩壊時の下部変曲点付近の土塊の移動  
Fig. 3.18(f) Movement of markers at the foot of slope.

### 第3節 まとめ

第3章では第2章で提唱したモデルについて、室内実験により検証した。供試砂に山砂を用い、土層深度（20cm～60cmの均質土層深度；5実験）と土層深分布を変えて（下部土層深の大きいものと上部土層深の大きいもの；2実験）、合計7回行った。各実験の積み込み時において土層の初期水分状態はなるべく同一となるように配慮し、積み込み時から降雨開始までの時間を各実験とも同一（20時間後）とした。降雨強度は110mm/hに統一し、崩壊が発生するまで同一の強度の雨を継続させた。実験の結果、計7回の実験のうち、最小深度である20cmを除くすべてに明瞭な崩壊が発生した。また、土層深度と降雨開始から崩壊発生に至るまでの時間に線形関係があることが認められた。run-2からrun-7の6実験において崩壊の瞬間に間隙水圧が上昇する現象が観察され、その上昇量は土層深が深いほど大きい結果が得られた。

次に同様の斜面モデルによる数値実験結果と比較を行ったところ、間隙水圧の経時変化については、降雨期間中の間隙水圧値に変動の様子に違いが得られたものの、崩壊の発生する時刻における斜面部での間隙水圧の値は良く一致しており、浸透解析の結果得られた斜面水分状態から斜面安定解析によって求められた崩壊発生（斜面安全率が1.0となる）時刻も室内実験とほぼ一致していた。さらに、斜面内に設置した間隙水圧計の崩壊前後の移動量から崩土の移動状況を測定した結果、数値実験から得られた臨界円は現実の崩壊した土塊と良く一致しており、本モデルの有効性が確認された。



## 引用文献

- 1) 田中茂(1956): 豪雨による砂質斜面の崩壊, 新砂防, no. 22, pp. 3-9.
- 2) 矢田部龍一(1986): まさ土地帯における降雨時の斜面崩壊の機構と予測に関する研究、京都大学学位論文.
- 3) 森脇寛・井口隆(1984): 大型斜面崩壊実験における微小音の測定について、昭和59年度砂防学会研究発表会講演集、pp. 94-95.
- 4) 福園輝旗(1985): 表面移動の逆数を用いた降雨による斜面崩壊時刻の予測法、地すべり、no. 82、pp. 8~13.
- 5) 土屋智(1991): 地すべり性崩壊の発生予測法とその適用に関する研究、静岡大学農学部演習林報告、no. 18、pp. 1~50.
- 6) P. German & K. Beven(1981): Water flow in soil macropores 1. An experimental approach, J. of Soil Science, 32, pp. 1-13.
- 7) 三森利昭(1986): クロボク・ローム土の透水性に関する実験、第97回日林論、pp. 583-585.

## 第4章 降雨条件の崩壊に与える影響

本章では第2章で提示した解析モデルにより、表層崩壊の誘因である降雨との関連性を数値実験的に検討する。数値実験では、降雨後の減水過程における安全率の回復過程についても計算を行い斜面安全率の回復過程について若干の検討を行う。また、山体全体の水分量と崩壊との関連性を有効貯留量概念を用い、解析するとともに、初期水分条件の違いによる崩壊発生降雨量の関係についての検討を本章で加える。

### 第1節 諸パラメーターと初期・境界条件

#### 1. 斜面地形

本章の数値実験に用いる斜面モデルは、軟弱土層の下方に硬い不透水の岩層があるような土質条件で、山地斜面では一般にみられる一次谷側方のS字型の複合斜面を模式化したものを用いることにする（図4.1参照）。図4.2にモデル斜面の諸元を示す。実験斜面は水平長20m、比高8m、土層厚さ2m、最大傾斜角 $30^\circ$ の均質斜面である。図4.2のB点を座標の原点とし、x座標は右向き、y座標は上向きをそれぞれ正とした。浸透流解析では142節点、207個の三角形一次要素に斜面を分割した。境界条件については、浸透境界をDAとして降雨を与え、不浸透境界をAB、BC、CDとしているが、図4.1に示されるように谷をはさみ対向する斜面の存在を仮定しているため、AB面での浸透水の出入りがないことから不浸透境界としている。下部不浸透境界面BCよりさらに下部の土質強度は十分大きく、すべりはこれより上部の土層内で起きると仮定した。浸透解析期間中における下端水位は2.0212mに固定し、解析期間中は変化しないものとして計算を行なった。

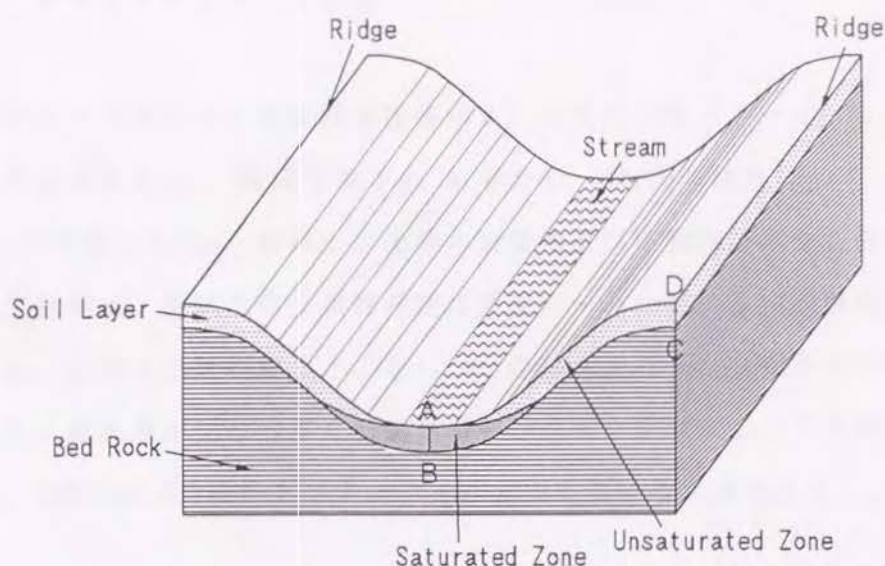


図4.1 数値実験に用いる斜面の概念図

Fig. 4.1 Schematic sketch of parallel slope used in the numerical simulation

斜面水平長 : 20.0 m  
 比高 : 8.0 m  
 土層厚 : 2.0 m  
 平均斜面傾斜角: 21.8°  
 最大斜面傾斜角: 30.0°  
 下端水位 : 2.02 m

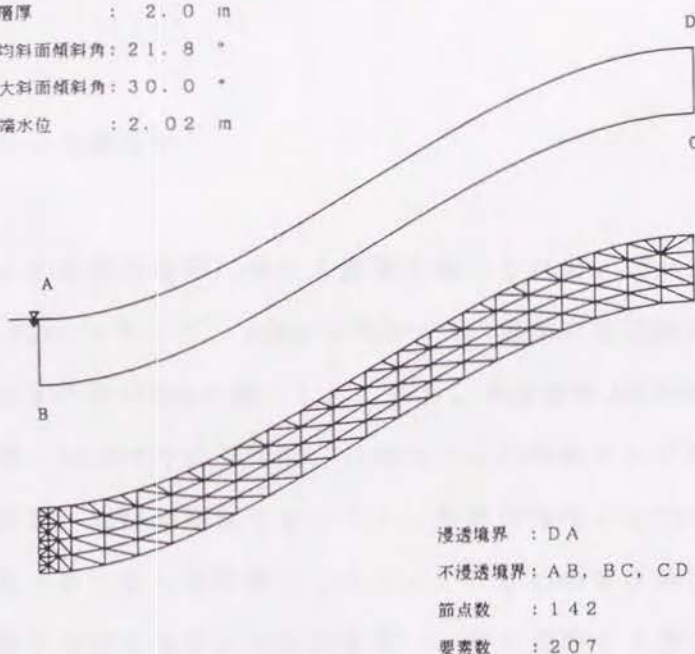


図4.2 実験斜面の諸元と要素分割および境界条件

Fig. 4.2 Analyzed slope specification, elements and boundary conditions for seepage analysis.

slope length:20m, Relative height:8.0m, soil depth:2.0m,  
 average slope:20.8°, maximum slope:30.0°, outer water level:2.02m,  
 pervious boundary:DA, impervious boundary:AB,BC,CD,  
 node:142, element:207.



## 2. 土壌物理性及び土質強度

解析モデルで用いる土壌物理特性を示す2.18式のパラメーター $\alpha$ 、 $n$ 、 $\theta_s$ 、 $\theta_r$ と、飽和透水係数 $K_s$ 、乾燥密度 $W_d$ 、粘着力 $c'$ 、内部摩擦角 $\tan \phi'$ をそれぞれ表4.1に示す値とした。供試土の土壌水分特性及び不飽和透水性を図4.3、図4.4にそれぞれ示す。供試土の土壌物理性は関東ロームにおける実測値を参考に決定している。砂質土と比較すると、 $\theta_s$ 、 $\theta_r$ の値が大きく、 $n$ が小さい特徴がある。すなわち、細孔隙が比較的多く低圧力ポテンシャル領域においても高い含水率を保持し、1000cmH<sub>2</sub>Oの高圧力ポテンシャル域でも高い含水率を示す。

表4.1 数値実験に用いた土の特性

Table 4.1 Physical property of tested soil for numerical analysis

| $\theta_s$                             | $\theta_r$                             | $K_s$         | $\alpha$    | $n$ | $W_d$                      | $c'$                      | $\tan \phi'$ |
|--|--|---------------|-------------|-----|----------------------------|---------------------------|--------------|
| 0.70<br>m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> | 0.35<br>m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> | 0.005<br>cm/s | -6.0<br>1/m | 1.8 | 800.0<br>kg/m <sup>3</sup> | 0.0<br>kgf/m <sup>2</sup> | 0.839        |

## 3. 実験降雨と初期条件

降雨強度の違いが斜面安全率に与える影響を調べるため、10mm/h(Run-1)、20mm/h(Run-2)、30mm/h(Run-3)、40mm/h(Run-4)の4種類の矩形降雨を与えることにし、総降雨量はすべて480mmに統一した。即ち、降雨強度が10mm/hの時48時間、20mm/hでは24時間、30mm/hでは16時間、40mm/hでは12時間それぞれ降雨を与え、解析期間は降雨期間・無降雨期間を合わせて、各降雨強度とも72時間とした。

初期条件は、第3章に示した手順にしたがって、初めの定常降雨を降雨強度20mm/hとして定常解を求めた後非定常計算を行い、排水過程で土層が比較的乾燥状態である流出量0.086 mm/hの時の要素節点圧力ポテンシャルの値を初期値として与えることにする。

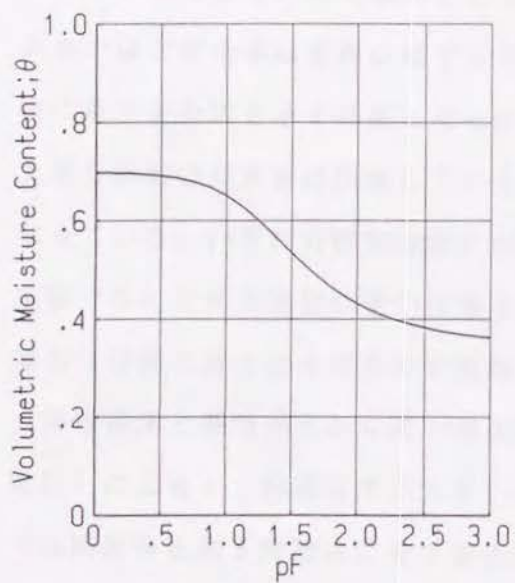


図4.3 供試土の土壌水分特性  
Fig.4.3 Relationship between pF and volumetric moisture content of tested soil.

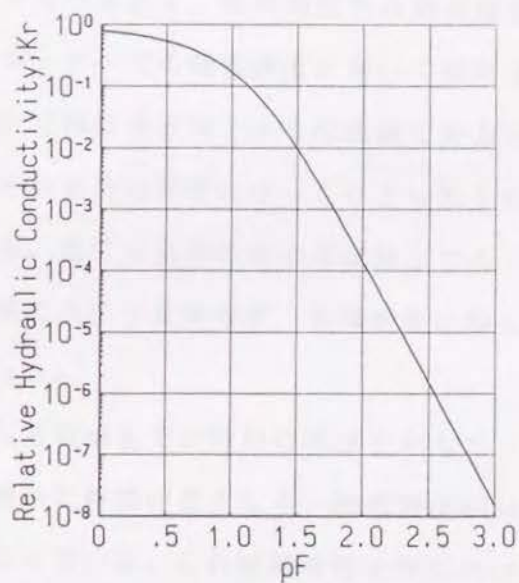


図4.4 供試土の不飽和透水性  
Fig.4.4 Relationship between pF and relative hydraulic conductivity of tested soil.

## 第2節 数値実験結果と考察

### 1. 安全率の経時変化

4種類の降雨強度について、解析期間中に最小安全率を与える円弧を求めたところ、すべての降雨強度について同一の円弧となった。このため、以下に示す安全率の推移はすべてこのすべり臨界円（中心(3, 13)、半径11.3m）における安全率であらわすことにした。

図4.5に安全率の経時変化とハイエトグラフを示す。降雨期間中は降雨強度が大きいほど安全率は急激に低下していくが、すべての降雨強度において降雨停止後に最小安全率を示す結果となった。それ以降はほぼ同じような曲線で安全率は上昇し斜面の安定性は回復していくが、その割合は非常にゆっくりとしたものとなっている。いずれの降雨強度においても、最小安全率の値はほぼ同じであり、実験で与えた降雨強度の違いは最小安全率にあまり反映せず、総降雨量が等しい場合ほぼ同じ最小安全率を示す結果となった。

降雨強度と降雨停止から最小安全率となる時刻までの時間の関係を示した図4.6によると、降雨強度が大きいほど遅れの時間が長くなり、降雨強度40mm/hでは降雨停止約5時間後に最小安全率となっている。これは降雨停止時における地下水面上の不飽和帯内で保持されている水分量の違いによるものと思われる。すなわち、降雨強度が大きいほど不飽和帯の水分量は多く、降雨停止後の降下浸透により降雨停止後も下部の飽和帯をかん養し地下水位を上昇させるため、最小安全率を示すまでに時間の遅れがあるのに対し、降雨強度が小さい場合不飽和帯内で保持されている水分も少なく透水性も小さい理由から、降雨停止から飽和帯が減少しはじめるまでの期間が短くなる。すなわち、降雨強度が小さいほど定常状態により近いいため、最小安全率を示すまでの時間が短くなるものと考えられる。

### 2. 地下水面形の時間変化

図4.7に、降雨強度10mm/h(Run-1)における斜面内の圧力ポテンシャル分布の時間変化を示す。図中の円弧は安定解析に用いたすべり面である。降雨期間中にお



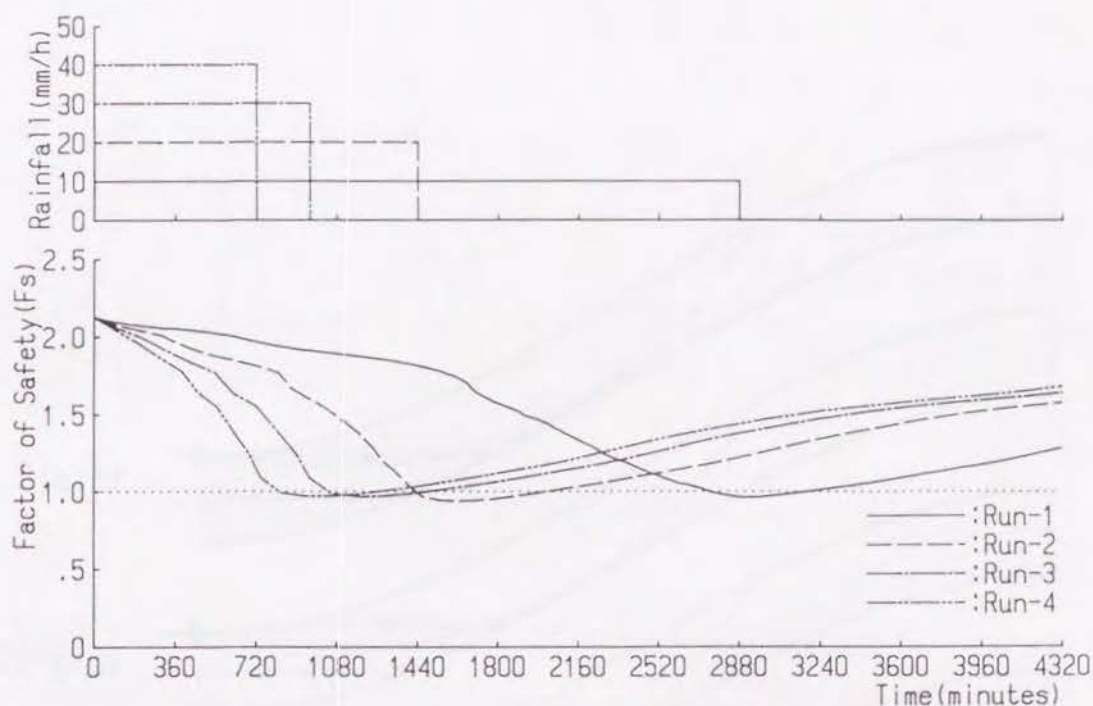


図4.5 入力降雨と斜面安全率の時間変化  
 Fig.4.5 Hyetograph of input rainfall and fluctuation of safety factor (Fs) under 10 - 40 mm/h rainfall intensities.

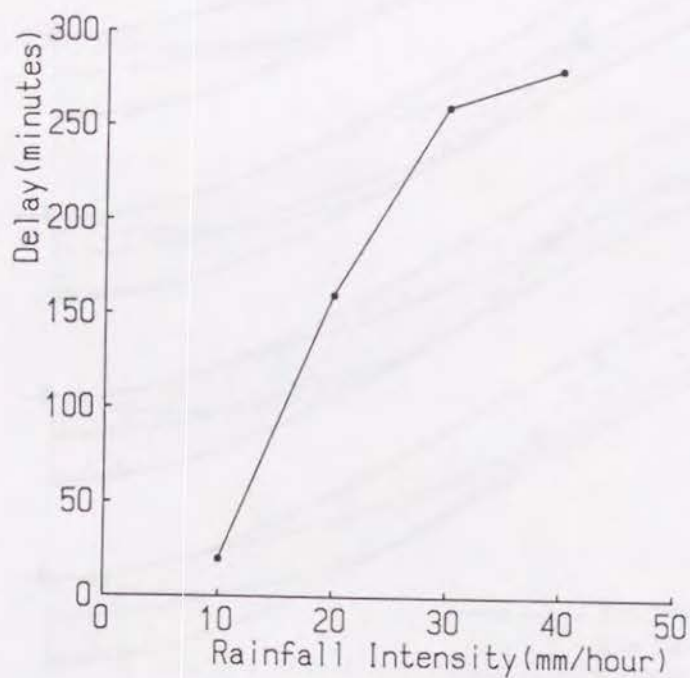


図4.6 降雨強度と降雨停止から最小安全率となるまでの時間  
 Fig.4.6 Relationship between rainfall intensities and delay. Delay means time difference from rain stop to minimum Fs values.

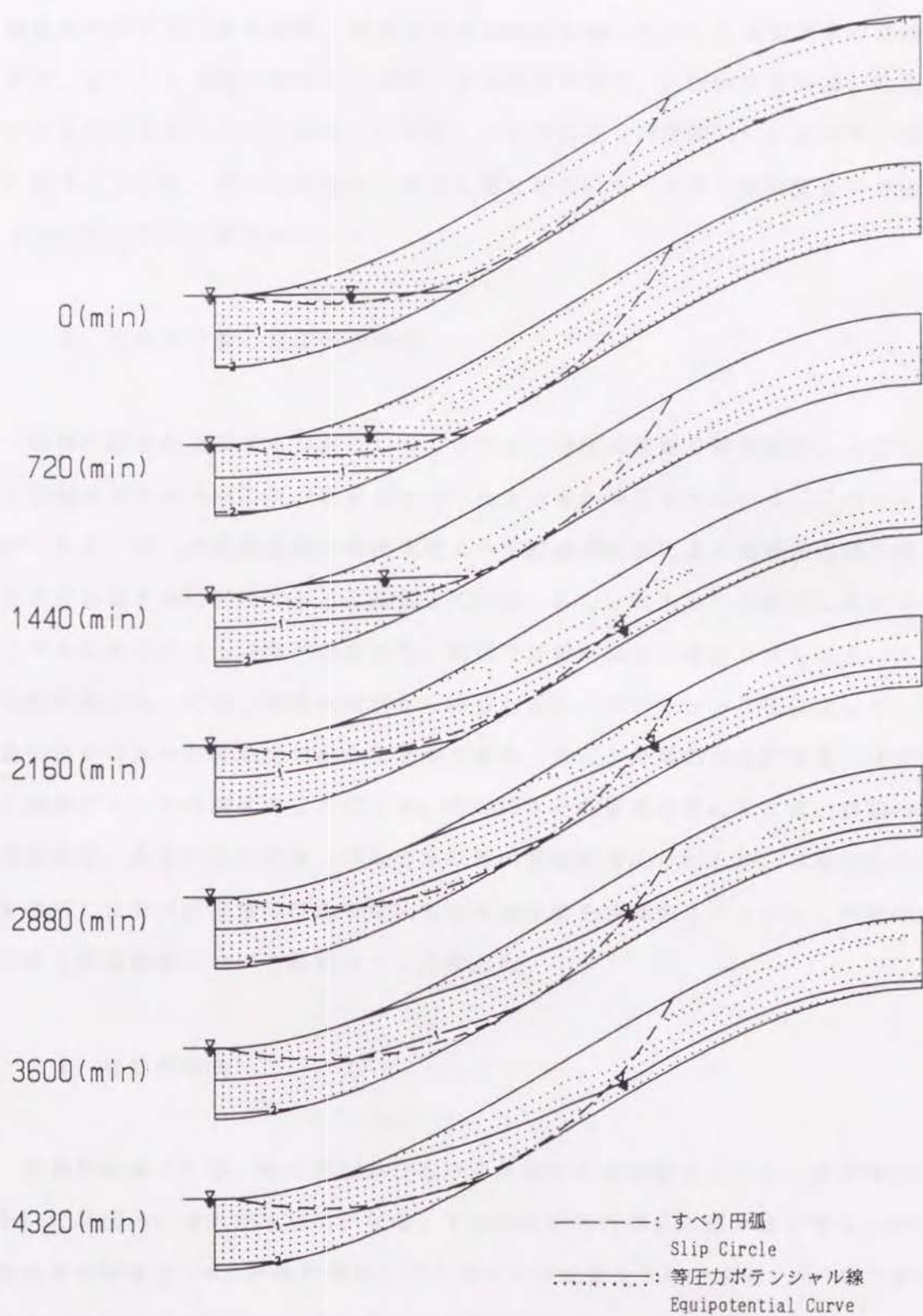


図4.7 地下水面形の時間変化（降雨強度10mm/hの例）  
 Fig.4.7 Shape changing of water table under 10 mm/h intensity rainfall.

いて、時間が経過するに従い、飽和域が斜面の上方に進展していき、降雨終了とともに地下水面が低下していく様子がわかる。図4.5、4.7から、すべり円弧内の飽和域がわずかである状態（降雨開始後1440分以前）においては安全率の値は大きく、またこの過程における安全率の変化は緩やかで、円弧内の飽和域が拡大して行くにしたがって（2160分（36時間）から2880分（48時間））、安全率が急激に低下していき、すべり円弧内における飽和域の拡大・上昇と斜面安全率の低下とが対応している様子がわかる。

### 3. 山体水分量と斜面の安全性

崩壊の発生を予測する方法として、これまで連続降雨量や降雨強度、及びこれらの組合せや流域内の水分貯留量を用いる方法等が報告されている。このうち端野・室田<sup>1)</sup>は、連続降雨量や降雨強度よりも貯留関数法による流域貯留量を用いた方が崩壊予測に有効であると結論している。また、鈴木ら<sup>2)</sup>が提唱したタンクモデルの水位による崩壊予測方法も、同様に貯留的概念に着目したものといえる。本解析法においては、浸透流解析から得られる圧力ポテンシャル値によって、容易に斜面の水分貯留量を求めることができる。そこで斜面の水分貯留量と安定性の関連について考察することにする。斜面の水分貯留量を表わすには、斜面の有効飽和度、あるいは水高値、平均含水率等の方法が考えられるが、本章では谷<sup>3)</sup>が提唱した有効貯留量 $V^*$ の概念を用いて山体水分量を表現することにし、斜面の水分量と斜面安定について解析することとした。

### 4. 有効貯留量

有効貯留量 $V^*$ は、ある流出量における斜面の水分総量を $V$ とし、排水過程において斜面内に流れが生じない状態、すなわち斜面内の全水理水頭が等しい時の斜面水分総量を $V_m$ 、斜面が飽和したときの水分総量を $V_s$ とすると4.1式で表わされ、斜面の飽和時に1、流出量が0の時に0となるような無次元の数である。



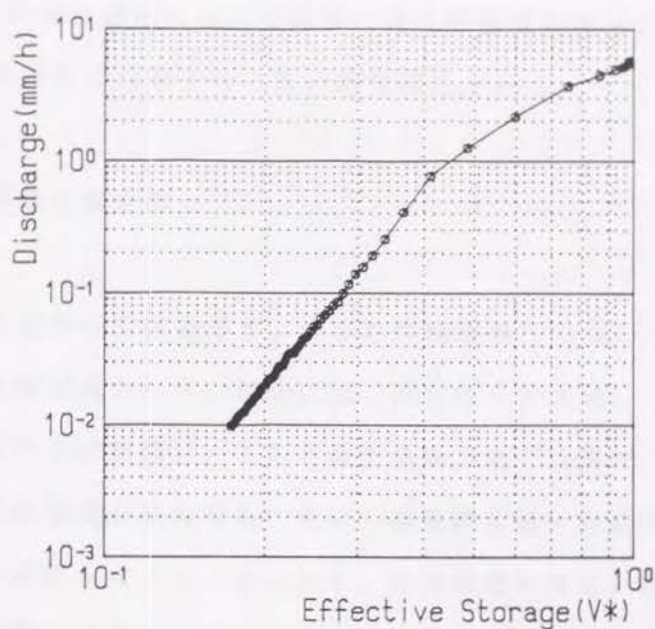


図4.8 減水過程における流出量と有効貯留量の関係  
 Fig.4.8 Discharge and effective storage ( $V^*$ ) relationship of tested slope under a desorption process.

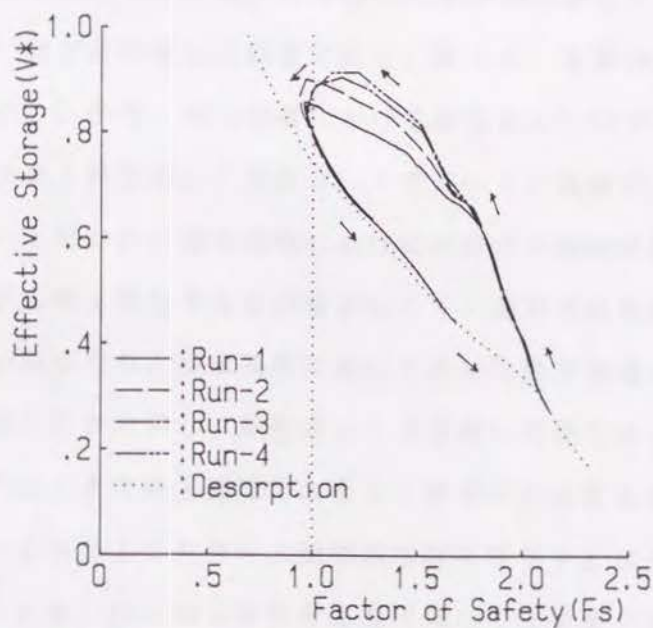


図4.9 増水および減水過程における安全率と有効貯留量の関係  
 Fig.4.9 Effective storage ( $V^*$ ) and safety factor ( $F_s$ ) relationship of tested slope under sorption and desorption processes.

$$V^* = \frac{V - V_m}{V_s - V_m}$$

4.1

図4.8に実験斜面の排水過程における流量と有効貯留量の関係を示す。流量が少ないとき、両者の対数で比較すると直線的な関係がある。

## 5. 有効貯留量と安全率

図4.9に $V^*$ と安全率の関係を示す。いずれの降雨強度においても、降雨初期のすべり円弧内の飽和領域が小さい場合には、同じカーブを描いて斜面水分量が上昇するが（以下図中矢印参照）、このとき安全率の低下は僅かである。この後、円弧内における飽和領域が拡大するに従い、有効貯留量－安全率の曲線は、降雨強度によって別の経路をたどることになり、降雨強度が大きいほど同じ安全率を示す有効貯留量の値も大きくなるが、降雨停止後においては再び同じ曲線上をたどり、最小安全率を示す有効貯留量は各降雨強度ともほぼ同じ値となっている。

増水過程（水位上昇過程）と排水過程（水位下降過程）では有効貯留量が同じであっても安全率は異なり、一般に排水過程の方が増水過程より安全率は小さく、降雨強度が大きいほどその違いは顕著である。例えば、強度40mm/hの降雨において、有効貯留量が0.8の時、増水過程における安全率が1.53であるのに対し、排水過程で1.00と大きく異なる。これは3.1で述べたと同様に、水分の存在位置の違いによるものと思われ、増水過程における水分が不飽和状態で水面上に多く存在し、間隙水圧上昇に寄与する水分量が少なく、飽和帯の発達が不十分であるため安全率が高いのに対し、排水過程における水分は降下浸透により地下水面にまで到達し、間隙水圧が上昇し、飽和帯が十分発達した後であるため安全率が低下すると推察される。また降雨強度が大きく、降雨中に水面上の土層に不飽和状態で保持されている水分もまた多く、飽和域形成に寄与する水分量が少なくなるため、降雨強度が大きいほど同じ有効貯留量に対して安全率が大きくなる結果となったものと思われる。これらから、有効貯留量 $V^*$ は斜面が降雨停止直後をのぞく排水過程にあるときはある程度安全率と対応するが、増水過程においては、安全率と対応しない結果となった。しかし、総降雨量が同じ場合、降雨強度にかかわらず最小安全率と有効貯留量がほぼ同じであることから、崩壊の発生・非発

生についてある程度の指標となるものと思われる。

## 6. 初期条件と斜面の安全性

初期条件と降雨総量が等しいとき、降雨強度にかかわらず最小安全率が等しくなるという実験結果を受け、初期条件と連続降雨量の違いが斜面の安定状態に与える影響を明らかにするために、初期条件を6種類（斜面流出量：0.1、0.4、1.0、2.0、3.0、4.0mm/h）与えて上記の解析と同様の計算を行なうことにした。6種類の初期条件ごとに、100mmの単位で500mmまで5種類の総降雨を20mm/hの降雨強度で与え、計算期間は降雨停止から最小安全率を示すまでの遅れを適宜見込んだ時間とした。崩壊が想定される円弧は、前述と同様の円弧とし、この円弧で安定計算を行なった。

図4.10に、各初期条件ごとの総降雨量と安全率の関係を示す。図中の安全率は計算期間中で最小となった値であり、降雨停止時における安全率と異なる。結果は降雨開始期の流量が多いほど降雨開始期の安全率は小さいものとなっている。いずれの初期流量条件の場合においても、降雨量が増加するに従い安全率は小さくなっていくが、降雨量が多くなるとある一定の値（安全率：約0.7）に収束していくことがわかる。この値は臨界円内が完全に飽和したときの安全率に等しい。安全率は、当然ながら初期流量が大きいほど少ない降雨量で安全率1.0に達しており、初期流量が3.0mm/hの時、約200mmの総降雨量で安全率1.0となる。同様に2.0mm/hでは約290mm、1.0mm/hでは約360mm、0.4mm/hでは約390mm、0.1mm/hでは約450mmで安全率が1.0となる。このことから、想定した斜面について、初期流量による初期値の設定と幾種類かの降雨の組合せによる浸透流解析と斜面安定解析によって、崩壊に至るまでの総降雨量と発生時期の予測が可能となる。



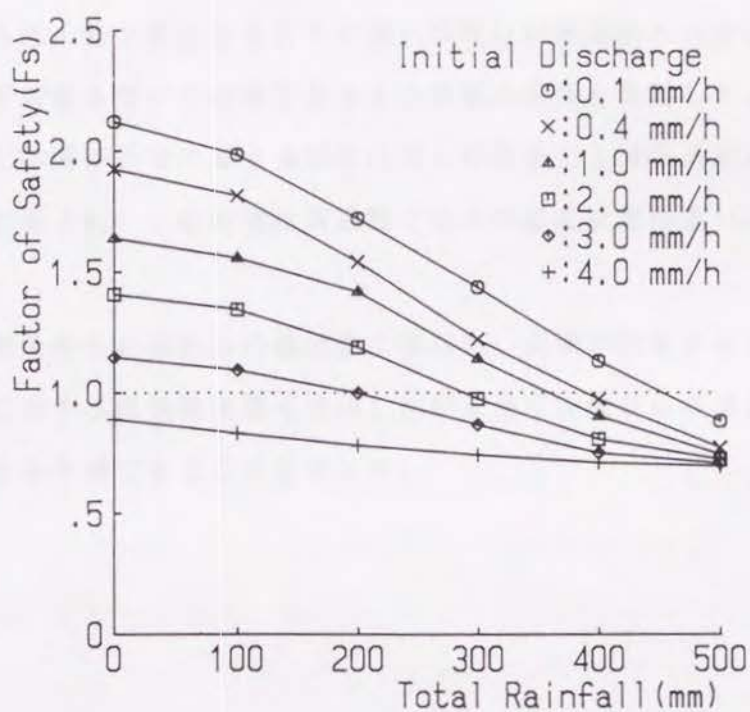


図4.10 実験斜面の初期条件（初期流量）の違いによる累積降雨量と斜面安全率の関係

Fig. 4.10 Rainfall accumulation and safety factor relationship under 0.1 - 4.0 mm/h initial discharge conditions.

### 第3節 まとめ

本章では、提示した解析モデルを用いたシミュレーションによって降雨条件及び初期水分条件が崩壊に与える影響について検討を加えた。降雨強度を10mm/hから40mm/hの4種類の定常降雨について、総降雨量をすべて480mmとなるようにそれぞれの降雨継続時間を設定し、斜面安全率の変化をもとめた。この結果、

- ①崩壊に至るまでの累積降雨量は降雨強度に関わらず同一斜面の場合一定値となる。
- ②降雨停止後も安全率は斜面上方からの流下水によって安全率は低下していくが、降雨停止から最小安全率となるまでの遅れ時間は降雨強度が大きいほど長い。
- ③谷の有効貯留量を用いて斜面安全率と水分量の関係を検討したところ、降雨中の増水過程と降雨停止後の減水過程では同じ貯留量でも減水過程の方が安全率が小さい結果が得られ、この結果は両過程での水の存在位置の違いによるものと考えられた。

また、初期条件を斜面からの流出量で類別し、崩壊が発生するまでのそれぞれの初期流量に対する限界降雨量を求め、初期条件に流域からの流出量が得られれば崩壊の発生を予測できることを示した。

### 引用文献

- 1)端野道夫・室田明(1971): 豪雨による山腹崩壊土砂生産に関する推計学的研究、土木学会論文報告集、no. 188、pp. 33-43.
- 2)鈴木雅一・福嶋義宏・武居有恒・小橋澄治(1979): 土砂災害発生危険雨量、新砂防、110、pp. 1-7.
- 3)谷誠(1985): 山地流域の流出特性を考慮した一次元鉛直不飽和浸透流の解析、日林誌、vol. 67、no. 11、pp. 449-460.

## 第5章 諸パラメーターが崩壊に与える影響

第1章において述べたが、崩壊の素因である透水係数・地形（斜面長、土層深、斜面型）・土質強度等のパラメーターが、崩壊の発生に際し、どのような影響を与えているかを明らかにすることは、崩壊の未然防止対策上もっとも重要である危険斜面の抽出に際しておおきな判断材料となる。本研究において提示した解析手法は、崩壊に関与するほとんど全てのパラメーターを含んでいるため、このような影響度の評価に有効である。この章では、提唱したモデルを用いて崩壊の諸要因（パラメーター）の崩壊発生に与える影響について感度分析的手法により評価する。なお、浸透流解析における要素節点数は246点、要素数は、400要素で、降雨強度はすべて30mm/hに統一し、斜面安定解析のスライス数は20で計算を行う。

### 第1節 感度分析手法

第1章において、崩壊現象に関する感度分析的な解析手法の基本が、標準的な斜面を設定し、感度パラメーターのみ値を変化させ適切に選択した評価値の変動によってパラメーターの崩壊への影響を検討することが基本であるが、安全率を評価値として設定した既往の研究に問題点があること、また、相互に関連するパラメーターの感度分析における問題点についても指摘した。本章ではこれらの問題点を解決する新たな手法を提案する。第4章における数値実験の結果、崩壊の発生が降雨強度より累積降雨量に規定されていたことから、崩壊が発生するまでの外的インパクトの累積値として累積降雨量を評価基準として採用し、表5.1及び図5.1に示す斜面を標準斜面として設定し、斜面に関する諸物理量・要因について崩壊を起こしうる範囲内で変化させ、モデルに従って解析を行う。得られた安全率の時間変化から安全率が1.0となる時間をもとめ、崩壊の発生が想定される時間までの累積降雨量を算出し、これを評価基準として採用し、その変動によってパラメーターの振る舞いについて検討を加える。



表5.1 標準斜面の諸元  
Table 5.1 Parameters of standard slope

| Parameter                       | Notation   | Value<br>/Name     | Unit       |
|---------------------------------|------------|--------------------|------------|
| <u>Both analyses</u>            |            |                    |            |
| Topography                      | SLM        | Flat slope         |            |
| Slope angle                     | $\theta$   | 28.1               | degree     |
| Horizontal length               | l          | 40.0               | m          |
| Relative height                 | h          | 21.3               | m          |
| Depth of soil                   | d          | 2.0                | m          |
| <u>Seepage analysis</u>         |            |                    |            |
| Outer water level               |            | 0.5                | m          |
| Hyd. conductivity               | Ks         | $1 \times 10^{-2}$ | cm/sec     |
| Soil water content              |            |                    |            |
| saturated                       | $\theta_s$ | 0.75               | $m^3/m^3$  |
| residual                        | $\theta_r$ | 0.40               | $m^3/m^3$  |
| Parameters of van               | $\alpha$   | -2.8               | 1/m        |
| Genuchten's eq.                 | n          | 2.0                |            |
| Rainfall intensity              | R          | 30.0               | mm/h       |
| Rain at steady state            | Rin        | 10.0               | mm/h       |
| *Desorption duration            | Tin        | 15360              | min        |
| initial discharge               | Q0         | 0.0987             | mm/h       |
| <u>Slope stability analysis</u> |            |                    |            |
| Dry density of soil             | Wd         | 1.05               | $g/cm^3$   |
| Saturation density              | Ws         | 1.80               | $g/cm^3$   |
| Soil mechanical                 | C'         | 0.2                | $kgf/cm^2$ |
| Strength                        | $\phi'$    | 30.0               | degree     |
| Slices number                   | N          | 20                 |            |

\*:Duration of initial condition calculation (transient state) from steady state (Rin) to the beginning of the event rainfall.

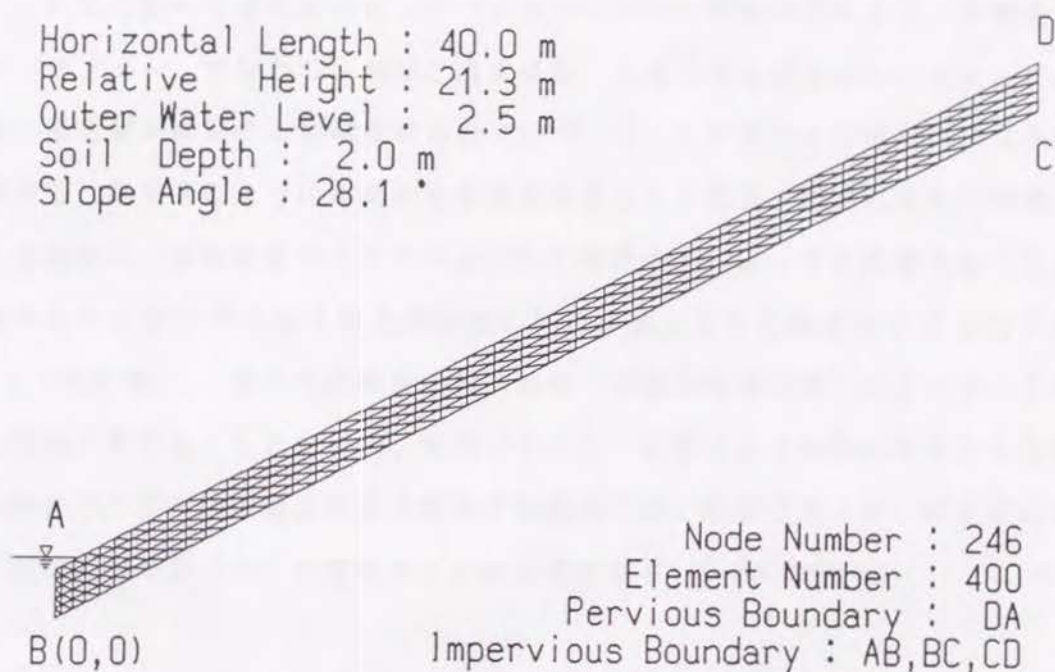


図5.1 数値実験に用いた標準斜面と浸透解析における諸条件  
 Fig.5.1 Standard slope and its condition for numerical analysis

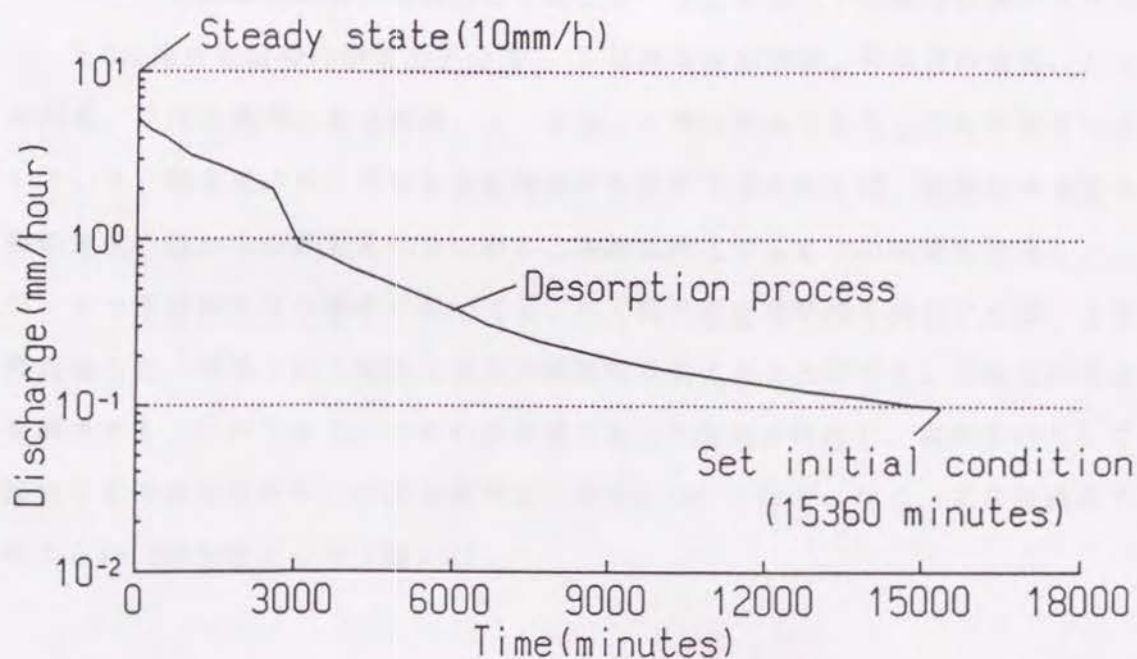


図5.2 初期条件設定方法の概念図  
 Fig.5.2 Schematic sketch of initial condition for analysis

## 1. 浸透解析における初期条件の設定方法

これまで述べてきたように、パラメーターの中で、間隙水圧の形成に影響を及ぼすパラメーター、すなわち、地形、透水係数、土層深等を感度分析の対象とする場合、浸透解析における初期条件の設定について、これまでと同様に慎重な検討を要する。豪雨下のように非定常な状態を対象とした場合、崩壊の発生の指標となる安全率は、分析対象パラメーターとともに間隙水圧によっても影響を受ける。間隙水圧の土層内の分布は降雨開始後の時間経過により当然変化するものであり（5.1式参照）、また初期条件の設定如何（土層の乾湿状況）によって、その変化状況が異なる。したがって、感度パラメーターを変化させた時に得られる崩壊発生時までの累積降雨量の相互比較をする場合には、感度パラメーターの各値における降雨開始時刻（ $t_0$ ）を揃えることが必要となる（5.2式参照）。

$$h = f(h_0, x, z, t, K, L, D, R, \dots) \quad 5.1$$

$$h_0 = g(x, z, t_0, K, L, D, \dots) \quad 5.2$$

ここで、 $h$  は降雨開始後の間隙水圧分布、 $x \cdot z$  は座標、 $t$  は降雨開始からの時間、 $h_0$  は降雨開始時の間隙水圧分布、 $t_0$  は降雨開始時刻、 $K$  は透水係数、 $L$  は斜面長、 $D$  は土層深、 $R$  は降雨、 $f \cdot g$  は（）内の関数であることをそれぞれ表している。第2章において示した初期条件の設定方法に従えば、初期条件設定の際の定常状態からの非定常計算に際し、初期条件とするまでの時間を設定し、パラメーターを変化させた場合においてもこれと同じ非定常時間を設定すれば、定常降雨後の同一時間という制限はあるが時間軸を揃えることができ、上記の問題点を解決することができる。このため本章でもこの方法を採用し、初期条件として設定する時刻を斜面からの流出量がはじめて $0.1\text{mm/h}$  以下となる、定常降雨終了時から $15,360$ 分後とした（図5.2）。

## 2. 比較の対象とするパラメーター

以下にあげる諸パラメーターについて、降雨総量を評価基準として感度分析的検



討を行うことにする。これらの変化させる感度パラメターの値を表5.2 に示す。

表5.2 感度分析における比較対象パラメターとその値  
Table 5.2 Alternative parameters in comparison calculation

| parameter                          | values and characteristic  |
|------------------------------------|--|
| <i>Topography</i>                  |  |
| slope gradient ( $\tan \theta$ )   | 0.4, 0.7, 0.9  |
| slope length                       | 20, 80, 160 m  |
| soil depth                         | 1.0, 1.5, 2.5, 3.0 m   |
| soil distribution                  | L.D. (lower deep), U.D. (upper deep)   |
| slope figure                       | concave, convex, composite   |
| <i>Physical properties of soil</i> |  |
| hydraulic conductivity             | $2.5 \times 10^{-3}$ , $5.0 \times 10^{-3}$ , $2.0 \times 10^{-2}$ , $4.0 \times 10^{-2}$ cm/sec |
| cohesion                           | 0.0, 0.1, 0.3, 0.4 kgf/cm <sup>2</sup>   |
| internal friction angle            | 20, 25, 35, 40 degree  |

## 2. 1 斜面傾斜

斜面安定の問題からは、当然のことながら、斜面傾斜角 ( $\delta$ ) が大きいほど崩壊は発生し易いとされている。沖村らの感度分析結果の報告においても、表土層厚とともに崩壊に与える影響が大きく、傾斜が大きいほど崩壊が起こり易くなると結論されている。これまでの報告では、傾斜角  $25 \sim 30^\circ$  付近を境としてと崩壊頻度が増加するが、 $45^\circ$  では減少する例が多い。したがって、標準斜面の傾斜角は崩壊が増加し始める  $28.1^\circ$  ( $\tan \delta = 0.53$ ) とし、比較値として  $21^\circ$  ( $\tan \delta = 0.4$ )、 $35^\circ$  ( $\tan \delta = 0.7$ )、 $42^\circ$  ( $\tan \delta = 0.9$ ) の3種類の角度について検討する。

## 2. 2 斜面長

これまで経験的に長大斜面は短い斜面よりも危険であるとされてきた。浸透現象から、斜面へ降下する雨水は斜面長が長いほど多く、必然的に斜面下端への流下水量も短い斜面より多く、また降雨後の飽和あるいは不飽和による流下水も長

く継続することが、長大斜面が危険である原因といえるが、発生要因から詳細に比較検討された例はあまりない。一方、崩壊地の調査結果では、たとえば芦田ら<sup>1)</sup>によると、昭和57年の長崎災害、南河内災害及び昭和58年の島根災害での崩壊斜面の地形解析から、崩壊長の頻度分布は20m 付近が最も多く、崩壊頻度が高い100～1000m<sup>2</sup>の集水面積を持つ斜面の長さは流域界から100m以下のものがほとんどであり30mにピークがみられたことが報告されている。これを参考に、標準斜面の水平長を平均崩壊長の約2倍である40mとし、比較対象として、20、80、160mの斜面を設定し検討する。

## 2. 3 土層深

土層が薄い場合、豪雨時に浸潤前線が不透水面に達するまでの時間が短いため、水位形成までの時間が短く、崩壊の原因である間隙水圧の発生を早めるため、崩壊の発生に関してはプラスの要因となる。一方斜面安定の問題からは、間隙水圧パラメーターを変化させずに土層を薄くすると、垂直応力が小さいため崩壊営力が小さくなり崩壊しにくい結果が得られる (Simons et al.<sup>2)</sup>、沖村<sup>3)</sup>、遠藤<sup>4)</sup>)。このように浸透と斜面安定から相反する結論が得られている。また、第3章における室内実験の結果では、土層深度が大きいほど崩壊を発生させるまでの累積降雨量も多くなり、両者には線形の関係が認められていたが、より深い深度の土層に発生する崩壊においてもこの現象が成り立つかどうか検討の余地がある。

規準値となる土層深度は、現実には発生した崩壊に基づき設定する必要があるが、多くの崩壊地調査報告では、災害調査が航空写真を主体とするため崩壊長等と比べ深度の測定は誤差が大きいことが理由と思われるが、土層深に関する情報は少ない。渡<sup>5)</sup>は昭和46年に発生した崖崩れ約200例についての崩壊規模に関する報告の中で、崩壊土層深の平均が2.1mと報告している。この報告を受け、標準斜面の土層深を2.0mとする。比較対象としては、第3章での室内崩壊実験における最大土層深より深い、1.0、1.5、2.5、3.0mの4土層深について比較検討を行う。以上のように2. 1から2. 3において、感度分析の基本となる標準斜面の形を既往の災害報告を参考に決定した。



## 2. 4 最大土層深の位置

自然斜面では、斜面の位置に関わらず土層深が一定値を示すことはほとんど無く、上部の土層が厚い場合あるいは下部斜面の土層が厚い場合など斜面により異なるのが一般的である。土層深の不均質さは、第3章の室内実験における結果に示されるように、浸潤前線が不透水面まで到達する時間の違いを生じさせ、土層深の薄い箇所での飽和帯の発生を促す。この結果、崩壊発生の限界降雨量も変化することが予想される。したがって、第3章での斜面より大きく、実斜面に近いスケールの土層についてもこの様な現象が起こるか確認する必要がある。これらの背景から、基準平衡斜面における土層低面を同一として、その上方に存在する土壌の厚さを変え、斜面下端が厚く（3.0m）上端が薄い（1.0m）斜面（L.D.）、これとは逆の斜面（下端1.0m、上端3.0m、U.D.）の2種類の斜面について、解析を行うことにする。この際、下端水位を土層下端における地表面より0.5m上方に位置するとし、他のパラメーターについてはすべて同様とする。

## 2. 5 断面型

斜面型に関しては、一般に平衡、凸、凹、複合の斜面型に分類されることが多い。後の3者は、最大斜面勾配の位置によって分けられるものであり、それぞれ斜面の下部、上部、中部に最大傾斜点が位置する。断面型の崩壊に及ぼす影響に関するこれまでの報告は、主として数量化理論を用いた統計的な手法によるものが主で、結果として各地形に差は無いとする結論が多いが、崩壊発生機構から論じたものは少ない。したがって、今回4つの斜面型間の違いについて検討することにする。各斜面間で斜面型以外の条件を同一にするため、凸、凹、複合の3斜面での最大（ $\delta_{\max}$ ）・最小勾配（ $\delta_{\min}$ ）をそれぞれ同一とし、それぞれの平均勾配は平衡斜面に等しいとして解析することにする（図5.3）。また、同じ凸斜面であっても、凸地形の度合い（起伏）によって、崩壊の発生に至るまでの降雨総量は異なることが同様に予測される。従って、この斜面起伏を表す指標として最大勾配と平均傾斜との比を $\zeta$ として設定し（ $\zeta = \tan(\delta_{\max}) / \tan(\delta_{\text{mean}})$ ）、これを変化させて崩壊にいたるまでの降雨量の相違を検討することにする。すべての斜面は3次関数で表すことにする。



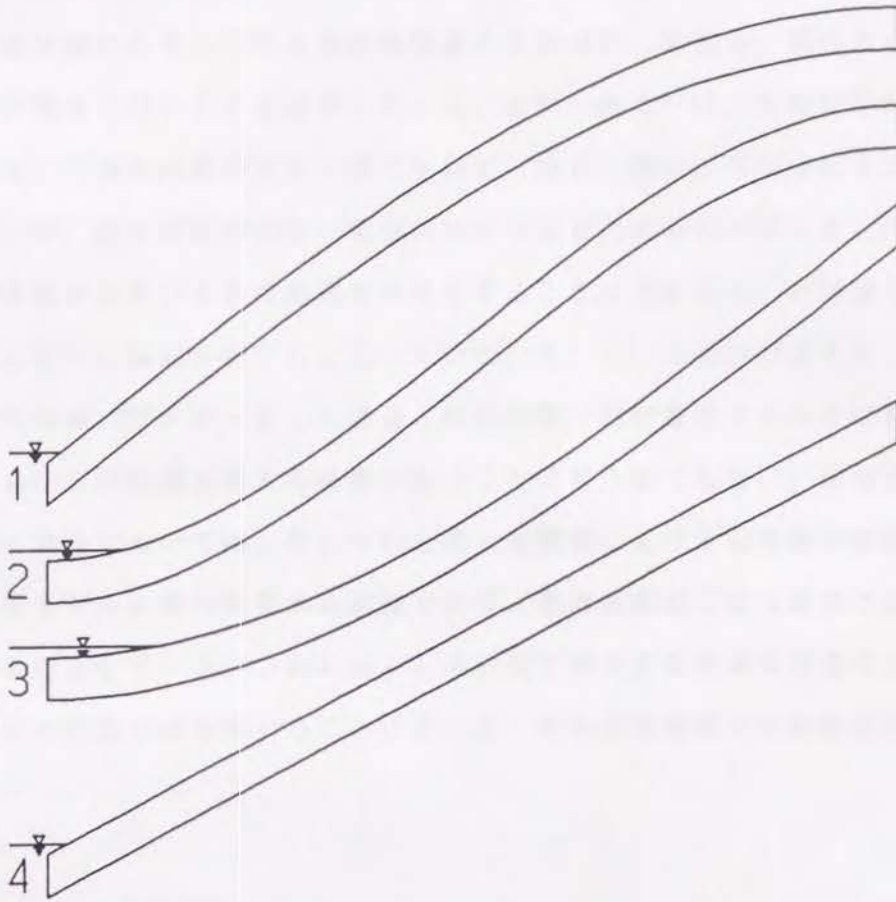


図5.3 斜面形の概念図

1 : 凸型 2 : 複合 3 : 凹型 4 : 平衡 (標準斜面)

Fig.5.3 Conceptual figures of tested slopes

1:convex, 2:composite, 3:concave, 4:flat(standard)

## 2. 6 透水係数

透水係数については、その値が大きい場合降下浸透が速く地下水位の上昇が早く始まるので危険側に働く可能性と、側方流の水深が浅くなるため安全側に働く可能性の、互いに矛盾する指摘がなされている。鈴木<sup>6)</sup>は、定常条件下でキネマティックウェーブ法による飽和浸透と、無限長斜面安定解析式を組み合わせで検討し、到達時間から求められる連続降雨量の限界値に、斜面長、飽和透水係数、降雨強度が関係しないことを指摘している。また、鈴木<sup>7)</sup>は、不飽和を加味したモデルでは、「透水係数が大きいほうが斜面下端部に限れば不安定化するまでの時間は短い、透水係数が小さい場合の方が不安定化する部分が大きいの、単純に透水係数が大きいときは危険であるとすることはできない」と結論し、この問題に関しさらに検討を要すると述べている。2. 1. で述べたように、透水係数を解析の対象パラメーターとした場合、初期状態（飽和浸透モデルでは初期損失雨量）における時間場を揃える必要があることは言うまでもない。飽和浸透モデルを用いる場合においては、それぞれの透水係数値における初期損失雨量を決定することはモデルの持つ特質から困難であり、透水係数値による厳密な比較検討を難しいものとしている。これに対し、本研究で提示する不飽和浸透モデルによる初期条件の設定方法を用いることによって、透水係数値間の比較検討が可能となる。

## 2. 7 土質強度

土質強度定数である  $c' \cdot \tan \phi'$  の値については、周知の通り、その値が大きいほどせん断抵抗が大きくなるために崩壊に関しては負の要因として働く。本報告では、他のパラメーターとの比較を行うために、これらの土質強度パラメーターに関しても解析し検討を行うことにする。

## 第2節 結果と考察

感度パラメーターのうち、浸透に対して影響を及ぼすものについては水分量についても検討することとした。

### 1. 標準斜面の数値実験結果

図5.4に標準斜面における圧力ポテンシャルの推移を示す。図中の点線で表示した円弧は臨界円である。降雨開始初期においては地下水位の上昇は緩やかである。浸潤前線が土層下端の不透水面に到達すると、地下水位は急速に上昇し（720分）、飽和域は斜面上部へ急速に成長していく。1200分後では、時間降雨量30mm/hの定常状態にほぼ達しており、飽和域もほぼ最大となる。崩壊発生時刻は解析の結果、降雨開始から850分後（ $T_{st}$ ）と計算された。

安全率の推移を示した図5.5によれば、安全率の変化は円弧に含まれる飽和域の成長とよく符合しているのがわかる。崩壊が想定される時刻までの累積降雨量は、425mm（ $R_{st}$ ）と計算された。図5.6に標準斜面の860分における等圧力ポテンシャル線と臨界円（中心： $x=-2.5, y=27.0$ 、半径： $r=25.0m$ 、安全率： $F_s=0.9832$ ）を示す。この時刻での飽和域は、崩壊が想定される円弧の大部分を占めている結果が得られた。

土層の水分状態と崩壊との関係について第4章と同様にここで検討する。第4章では谷の有効貯留量を用いて検討したが、第4章で用いたモデル斜面は規模が小さく想定される崩壊円弧は土層に比し比較的大きかったが、本章での標準斜面はそれより大きく崩壊円弧の占める割合は前者に比べてかなり小さい。この結果、崩壊が発生する部位と斜面上部では地下水位がかなり異なるため、崩壊との水分量との関連性を検討するためには斜面全体を一つの水分指標で表すには不都合であり、崩壊が発生する部位での水分量を求め検討を行うのがよいと考える。したがって、斜面をいくつかの部分に分割し、それぞれの土体における水分量指標を新たに提示し比較することにする。水分に関する指標は、斜面長、土層深等の斜面の形状に関しての感度分析を行うため、無次元表示できることが望ましい。このため、次のような斜面の有効飽和度を用いることにする。



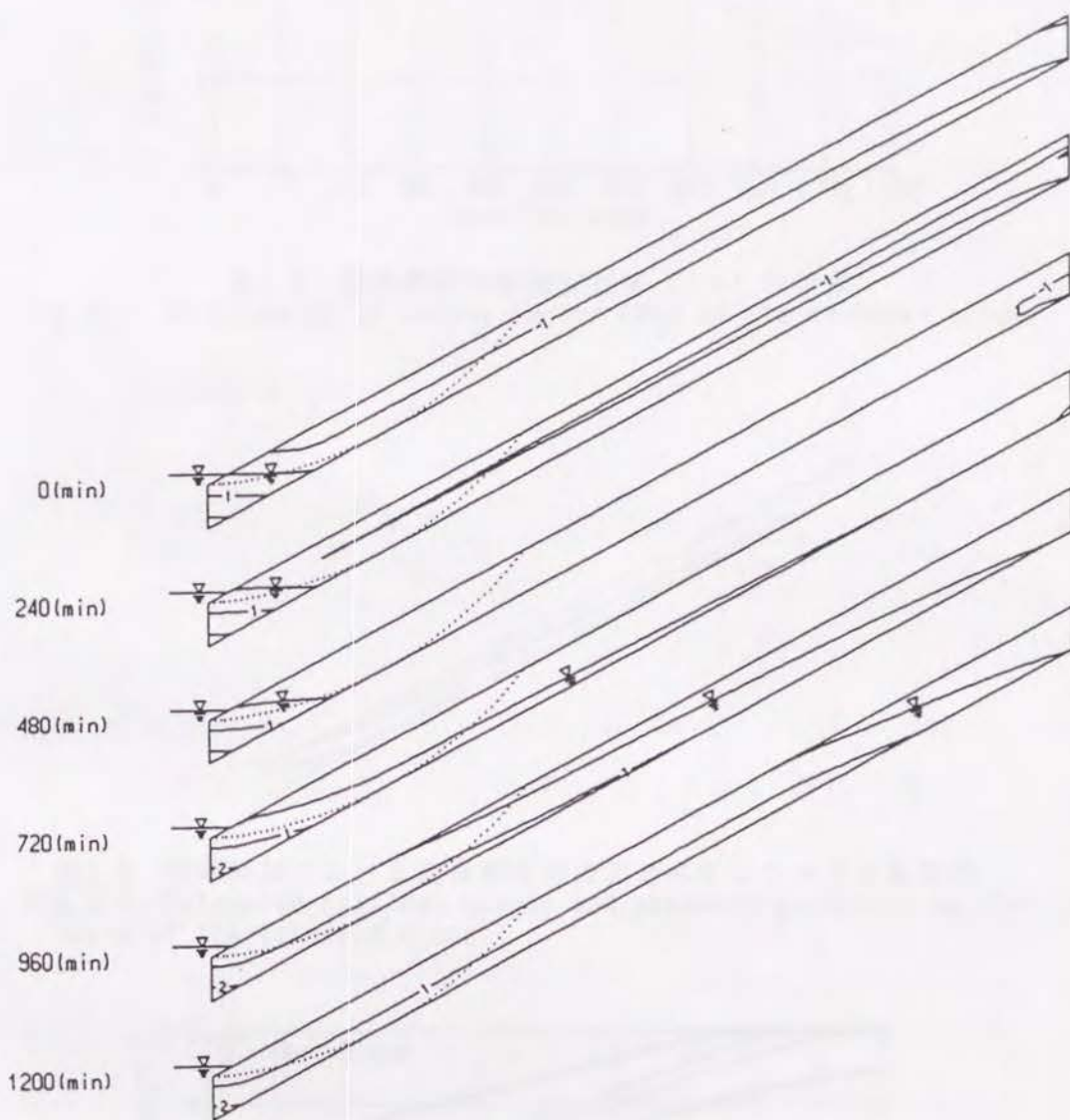


図5.4 標準斜面における圧力ポテンシャル値の経時変化（点線は臨界円を示す）  
 Fig.5.4 Fluctuation of pressure potential in the standard slope  
 dotted line : estimated critical circle  
 solid lines : equi-pressure potential curves  
 number on solid line : value of pressure potential



図5.5 標準斜面の斜面安全率 ( $F_s$ ) の推移  
Fig.5.5 Fluctuation of safety factor ( $F_s$ ) of the standard slope.

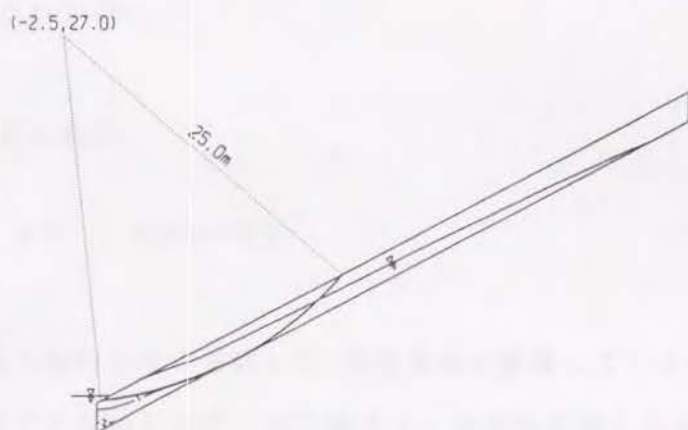


図5.6 標準斜面における崩壊想定時の圧力ポテンシャルと臨界円  
Fig.5.6 Estimated critical circle and pressure potential in the soil layer of the standard slope.

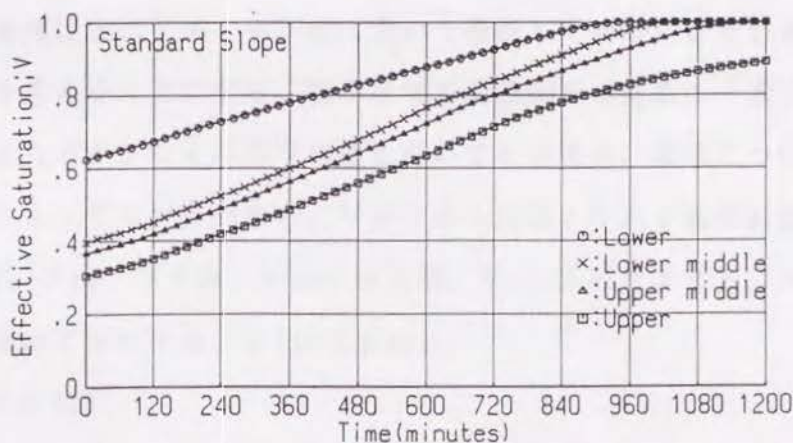


図5.7 標準斜面時における斜面各部の斜面有効飽和度 ( $V$ ) の経時変化  
Fig.5.7 Effective saturation ( $V$ ) changing of each slope position.  
The slope is standard.

斜面モデルが2次元であるため、有効飽和度に関しても次元を合わせて2次元で表記する。微小な領域 $dxdy$ 内の水分量は微小領域の体積含水率を $\theta$ とすると $\theta dxdy$ で表される。したがって、領域 $d$ 内の土層の水分量 $W$ は5.3式で示される。 $W$ は、最も乾燥した時は領域内が残留体積含水率； $\theta_r$ と等しい状態（5.4式）、最も湿潤な時で飽和体積含水率； $\theta_s$ までの間にある。 $W$ 、 $W_s$ 、 $W_r$ は斜面の条件ごとに異なるため、5.6式により無次元化をはかる。

$$W = \iint_d \theta \quad dxdy \quad 5.3$$

$$W_r = \iint_d \theta_r \quad dxdy \quad 5.4$$

$$W_s = \iint_d \theta_s \quad dxdy \quad 5.5$$

$$V = (W - W_r) / (W_s - W_r) \quad 5.6$$

$V$ は領域が完全飽和している時1.0、領域全体が乾燥している時には0となる指標で、微小土塊での有効飽和度； $\theta$ の概念を、斜面へ拡張したものといえる。以降 $V$ を斜面の有効飽和度と呼ぶことにする。

この指標 $V$ を用いて初期水分状態について検討する。斜面を水平方向に鉛直な線分により4等分し、下部（L）、中下部（LM）、中上部（UM）、上部（U）斜面に区分けする（崩壊は主に下部・中下部において発生している）。それぞれの斜面ごとに指標 $V$ を求めることにする。微小区域を浸透解析の要素に一致するとし、各要素ごとの圧力ポテンシャルの平均値を用いて $\theta$ を求め、領域についての総和を求めることによって $W$ が算出され、 $V$ が求められる。それぞれの斜面ごとの $V$ を $V_l$ ；下部、 $V_{lm}$ ；中下部、 $V_{um}$ ；中上部、 $V_u$ ；上部とすると、降雨開始時における斜面部位ごとの $V$ は、5.7に示される。

$$\left\{ \begin{array}{l} V_l = 0.625 \\ V_{lm} = 0.397 \\ V_{um} = 0.367 \\ V_u = 0.305 \end{array} \right. \quad 5.7$$



この値によれば斜面下部ほど湿潤であるが、斜面中部ではVの値が余り変わらないことが理解される。実際の山地斜面でも下部ほど土壌は湿っており、数値実験の初期水分条件が現実を良く表しているといえる。

標準斜面における降雨期間中の斜面各部のVを図5.7に示す。斜面部位のVの大小関係はそのままだに降雨とともに増加していく。斜面中下部、斜面中上部はほぼ同じ値のまま増加している。斜面内の圧力ポテンシャル線を示した図5.4を参照すると、斜面中下部と中上部では等圧力ポテンシャル線が土層にほぼ平行であり、水分量の差がないまま推移して行くためと思われる。

## 2. パラメーター値の比較検討

以下に解析の結果を示す。感度分析時における降雨量の比較方法として、それぞれのパラメーターにおける崩壊発生時(T)までの累積降雨量( $R = R_f \cdot T$ )と標準斜面の崩壊時( $T_{st}$ )の累積降雨量( $R_{st} = R_f \cdot T_{st}$ )の比(累積降雨量比;  $R/R_{st} = T/T_{st}$ )を採用し、検討することにする。以下累積降雨量比を $R/R_{st}$ と表記する。

### 2. 1 斜面傾斜

図5.8に斜面勾配( $\tan \delta$ )と $R/R_{st}$ の関係を示す。両者には、直線的な関係がみられ、斜面勾配が大きいほど崩壊し易くなるという、これまでの報告例と一致した結果が得られた。降雨開始期の斜面の有効飽和度は図5.9に見られるように、斜面勾配が小さいほど斜面下部のVの値が大きく湿潤である結果が得られたが、下端水位の第1種境界条件が傾斜によらず一定としていることから、傾斜が緩いほど飽和域も大きく斜面の有効飽和度が大きな値となったと考えられる。一方斜面の中上部では、各部位とも傾斜にかかわらずほぼ一定であり、あまり勾配の影響を受けていない。

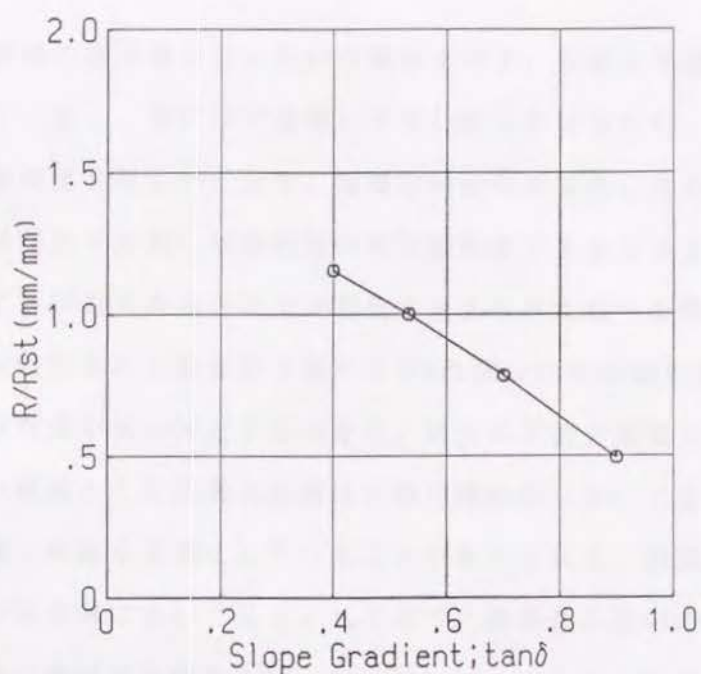


図5.8 斜面勾配 ( $\tan \delta$ ) と累積降雨量比 ( $R/Rst$ ) の関係  
 Fig.5.8 Relationship between slope gradient ( $\tan \delta$ ) and ratio of cumulative rainfall ( $R/Rst$ )

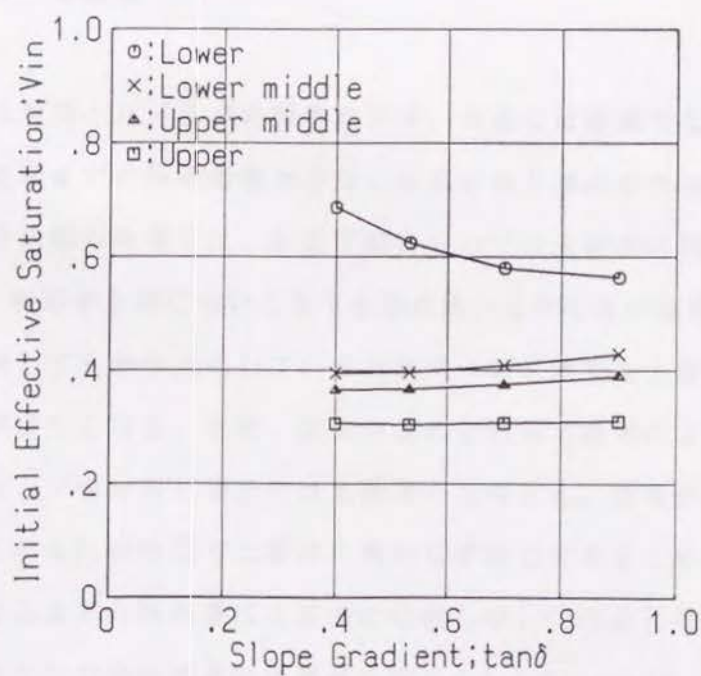


図5.9 斜面勾配 ( $\tan \delta$ ) と初期斜面有効飽和度 ( $Vin$ ) の関係  
 Fig.5.9 Relationship between slope gradient ( $\tan \delta$ ) and initial effective saturation ( $Vin$ )

## 2. 2 斜面水平長

図5.10に斜面の水平長と $R/R_{st}$ の関係を示す。斜面水平長は、これまでの経験的な知見と一致し、長いほど崩壊しやすい結果が得られた。斜面水平長と初期斜面の有効飽和度を図5.11に示す。崩壊は斜面の大きさによらず斜面下端で発生したため、斜面を4分割し初期斜面の有効飽和度 $V$ を求めるよりも崩壊の発生する部位付近における $V$ を用いた方が初期水分条件を比較する際には有効であると考え、崩壊が想定される斜面の下端から20mの部分の有効飽和度を表示している。図によれば斜面長が長いほど $V$ も大きく、斜面の下部が湿潤であることが理解されるが、その原因としては長大斜面ほど降雨開始期においても斜面上方からの不飽和流が継続し斜面を湿潤にしていることが考えられる。初期水分状態の違いは、降雨開始時の安全率においても示されており、斜面長が長いほど安全率は小さく降雨中も同様に推移する結果となった(図5.12)。これらから、斜面水平長が長い場合においては、初期水分状態を湿潤にすることが斜面の安定に大きく影響している。

## 2. 3 土層深

図5.13に土層深と $R/R_{st}$ の関係を示す。両者には直線的な関係があり、土層が浅いほど崩壊までの降雨総量が少ない結果が第3章の室内実験と同様に得られた。初期水分状態の指標 $V$ は、斜面下部においては土層深に関わらずほとんど同じ値をとり、斜面中上部において若干土層の浅いものの方が湿潤である(図5.14)。 $V$ は深さに関しても無次元化しているため同一の $V$ 値でも土層が浅いほど間隙を充たす水量が少なくなる。また、空気の占める間隙(降雨により水に満たされていく空隙)は、 $V$ 値が同じ場合では土層深に比例する。崩壊が発生する時の $V$ 値はほぼ飽和となる0.95付近で土層深に関わらず同じであるため、土層が限界となる飽和度となるまでの降雨量は土層深に比例し図5.13のような結果となったと考えられる。鈴木<sup>6)</sup>が連続雨量の限界値を求めた5.8式において、斜面傾斜 $\theta$ が内部摩擦角 $\phi'$ より小さい場合、連続降雨量と土層深度との間に正勾配の直線関係が成り立ち、本数値実験結果と一致する。



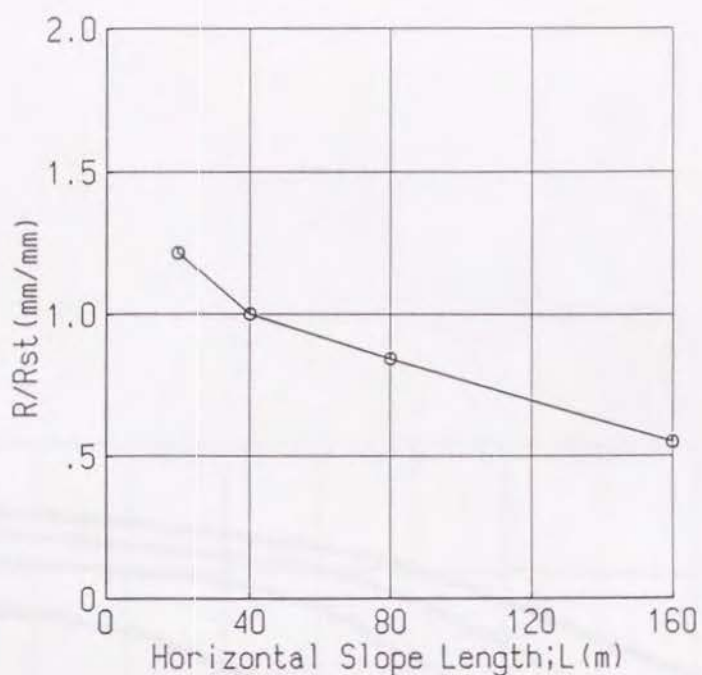


図5.10 斜面水平長 (L) と崩壊想定時までの累積降雨量比 ( $R/R_{st}$ ) の関係  
 Fig.5.10 Relationship between horizontal slope length (L) and ratio of cumulative rainfall ( $R/R_{st}$ ).

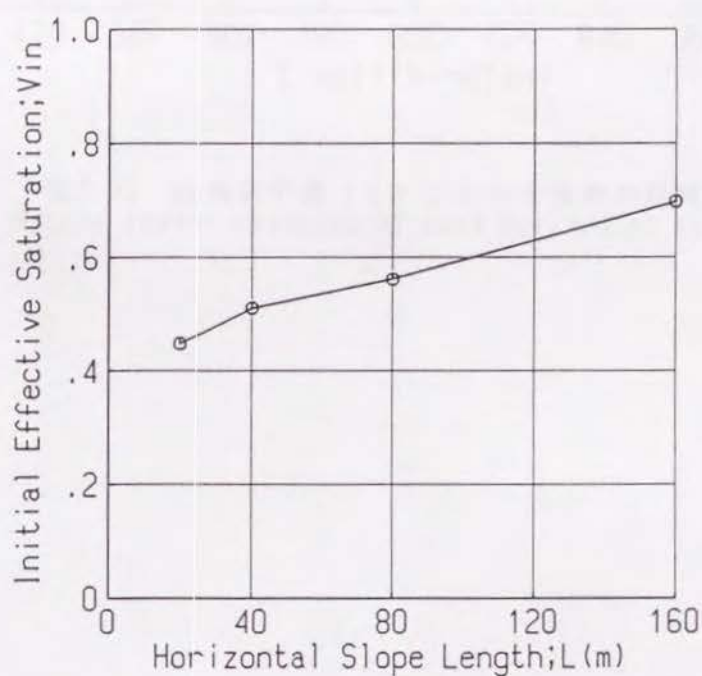


図5.11 斜面水平長 (L) と初期斜面有効飽和度 ( $V_{in}$ ) の関係  
 Fig.5.11 Relationship between horizontal slope length (L) and initial effective saturation ( $V_{in}$ ).

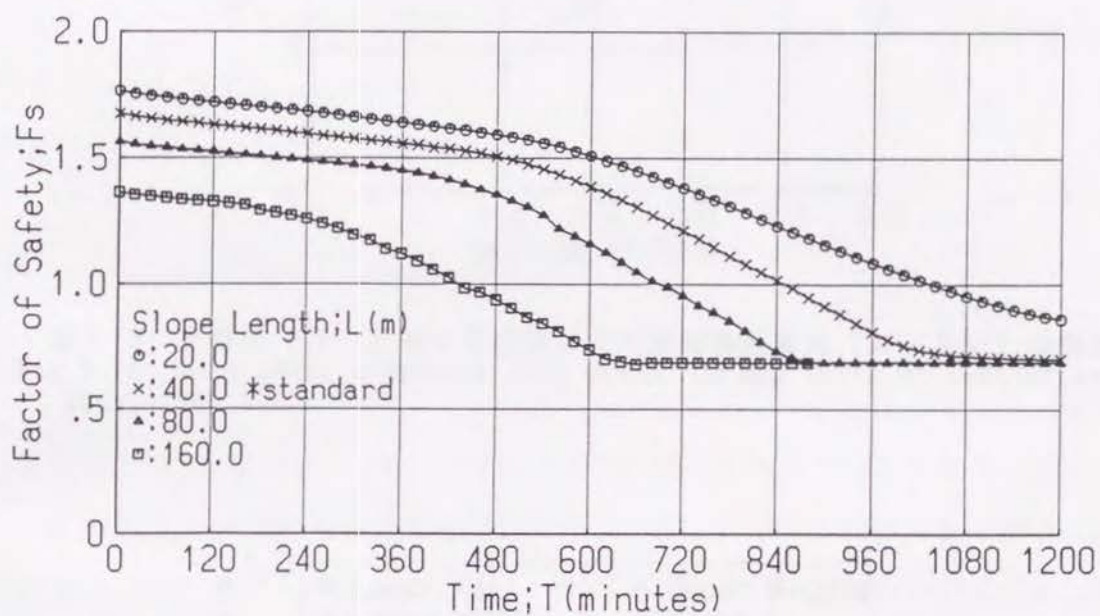


図5.12 斜面水平長 (L) ごとの安全率の経時変化  
 Fig.5.12 Safety factor changing of each horizontal slope lenght (L).

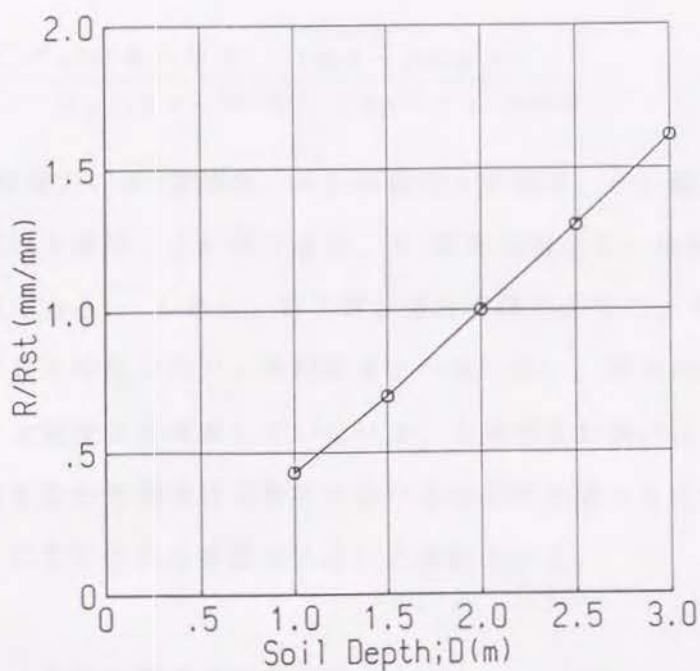


図5.13 土層深 (D) と崩壊想定時までの累積降雨量比 ( $R/R_{st}$ ) の関係  
 Fig.5.13 Relationship between soil depth (D) and ratio of cumulative rainfall ( $R/R_{st}$ ).

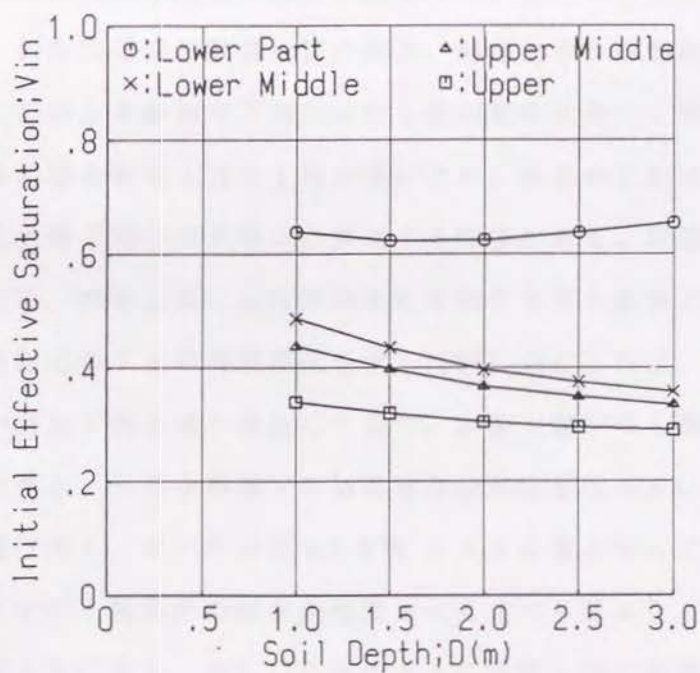


図5.14 土層深 (D) と初期斜面有効飽和度 ( $V_{in}$ ) の関係  
 Fig.5.14 Relationship between soil depth (D) and initial effective saturation ( $V_{in}$ ).



$$Rc = \omega' J + \{ \omega' J i + k J Ks \cdot \sin \theta \cos \theta \} / (rc - i)$$

$$J = \frac{\{ C / \cos^2 \theta - D \gamma_1 (\tan \theta - \tan \phi) \}}{\{ (\gamma_1 - \gamma_2 + \gamma_w) \tan \phi - (\gamma_1 - \gamma_2) \tan \theta \}} \quad 5.8$$

ただし、C:粘着力、 $\phi$ :摩擦角、 $\gamma_1$ :不飽和土の密度、 $\gamma_2$ :飽和度の密度、 $\gamma_w$ :水の密度、D:土層厚、Zw:地下水位、 $\theta$ :斜面勾配、Ks:飽和透水係数、k:初期損失量係数である。しかし、第3章の室内実験のように、 $\theta > \phi'$ の場合には両者の関係が負の勾配となり、実験結果と一致しない。鈴木の研究では、初期損失量について土層深さを考慮していないが、土層深度が深いほど不飽和部分で消費される水量すなわち飽和浸透解析における初期損失量も多くなるはずで、初期損失量が深さに支配される要素は大きいと判断される。

## 2. 4 最大土層深の出現位置

図5.15に最大土層深の発現位置の違いによるR/Rst値の様子を示す。標準斜面と比較すると、L.D.、U.D.両斜面とも標準斜面より少ない降雨量で崩壊しており、第3章の室内実験と同様の結果が得られた。上部の土層深が浅い場合(L.D.斜面)では、斜面浸透流の数値計算の結果、斜面上部から飽和帯が発生する結果となったが、このとき斜面中下部における飽和帯の成長は上部ほど顕著ではなかった。本条件の場合斜面上方の土層が浅いため、豪雨時における浸潤前線が斜面下部より速く土層下端の境界層面に到達する特徴がある。到達後は飽和帯が容易に発達するため、斜面上部に正の間隙水圧を発生させる結果となった。降雨開始からの斜面各部位のV値の時間変化を示した図5.16によれば、480分付近で斜面上部の値が斜面下部の値と逆転しており、斜面上部が早く飽和する現象を裏付けている。ただし、斜面上部域での初期有効飽和度値は小さいため崩壊想定時までの総降雨量は多く、R/Rst値も0.876と大きな値となっている。安定解析の結果、これまでの土層条件の崩壊が想定されるすべり面より、本条件下における臨界円は斜面上方にあり、図5.17に示すように斜面上部に発達した飽和域に位置しており、不安定土塊が他の条件のものとは大きく異なり上部に存在することを示している。一般の山地斜面では、下部斜面における土層深が大きく、上部斜面

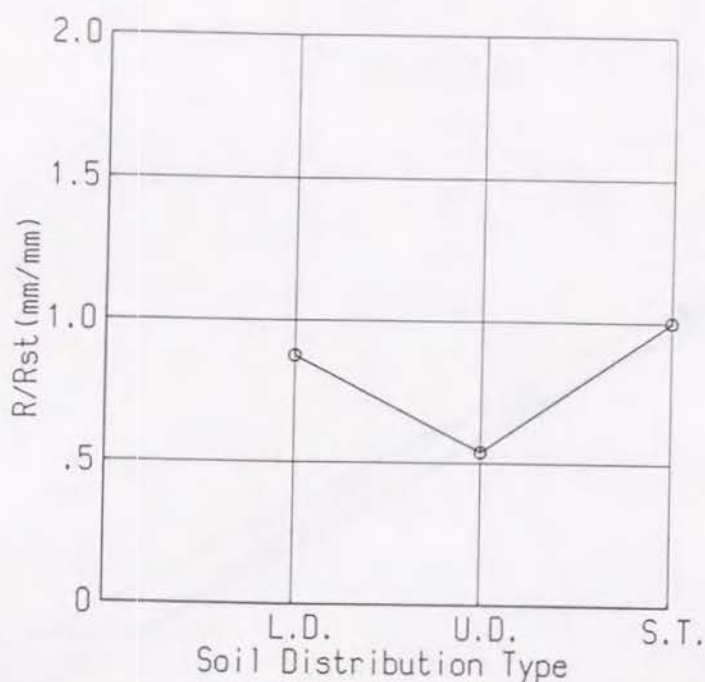


図5.15 最大土層深の位置と累積降雨量比 ( $R/R_{st}$ ) の関係

L.D.: 土層下端が最大土層深、U.D.: 土層上端が最大土層深、S.T.: 平衡 (標準)

Fig. 5.15 Relationship between non-homogeneous soil depth and ratio of cumulative rainfall ( $R/R_{st}$ )

L.D.: deepest soil exists at the foot of slope

U.D.: deepest soil exists at the top of slope

S.T.: uniform soil depth of the whole slope (standard slope)

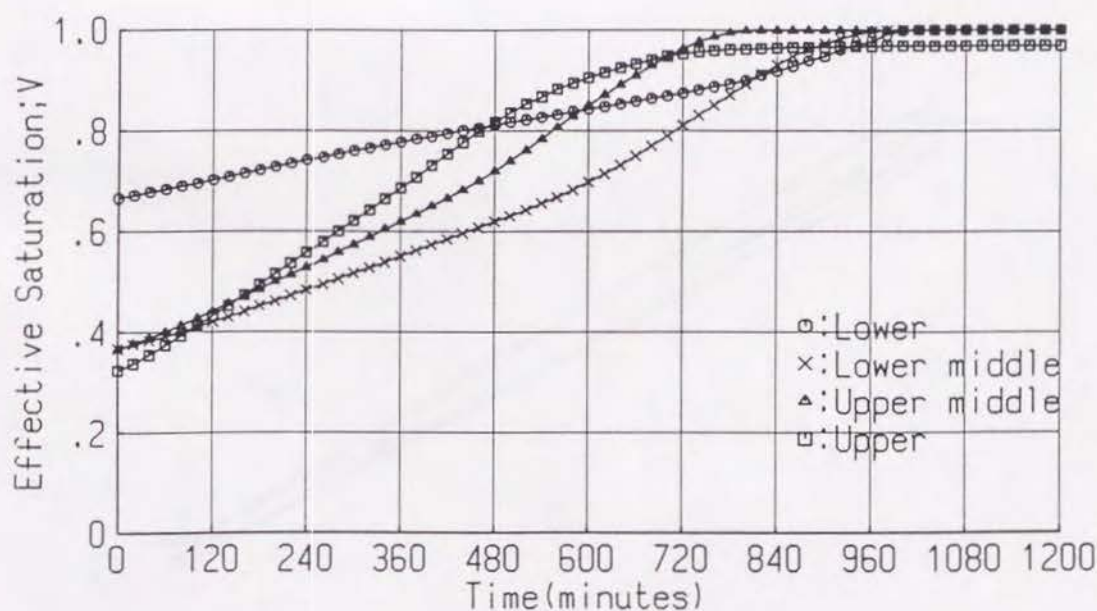


図5.16 L.D. 斜面における各部の斜面有効飽和度 ( $V$ ) の経時変化

Fig. 5.16 Effective saturation ( $V$ ) changing in each slope position of L.D. slope

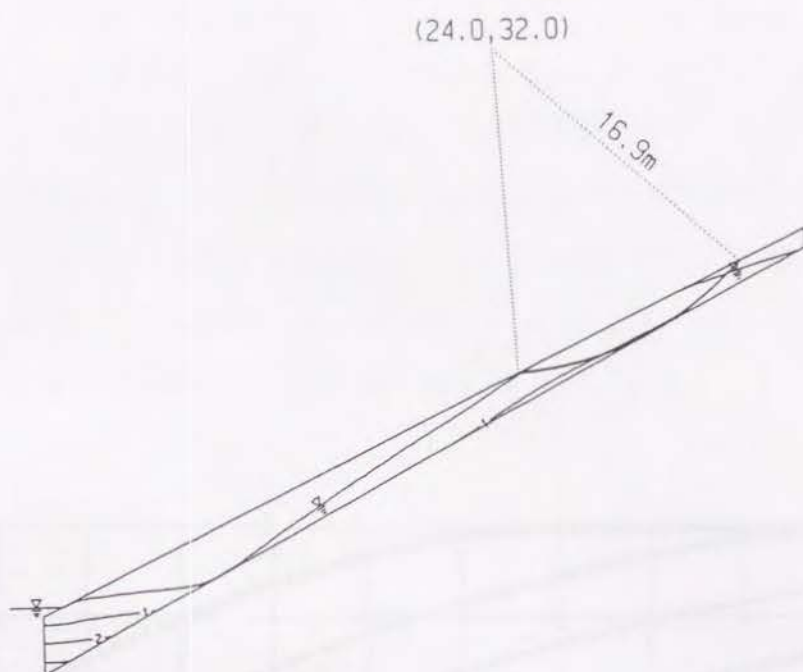


図5.17 L.D. 斜面崩壊想定時の圧力ポテンシャルと臨界円  
 Fig.5.17 Pressure potential in soil layer and estimated critical circle of L.D. slope.

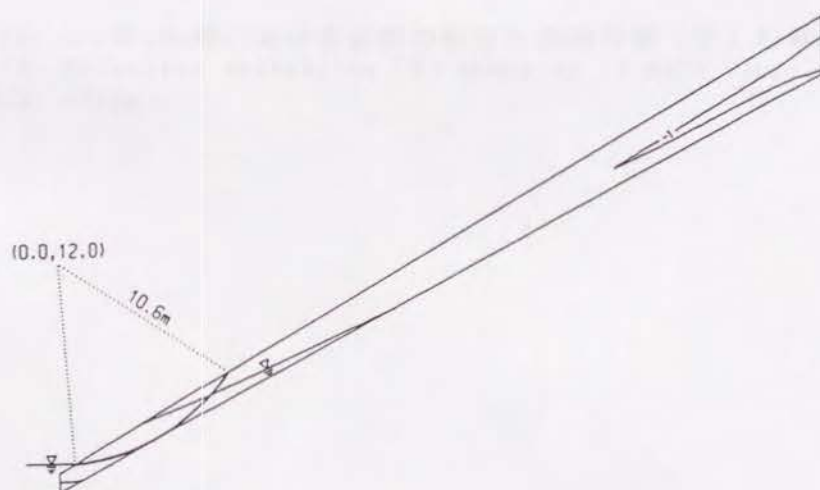


図5.18 U.D. 斜面崩壊想定時の圧力ポテンシャルと臨界円  
 Fig.5.18 Pressure potential in soil layer and estimated critical circle of U.D. slope.



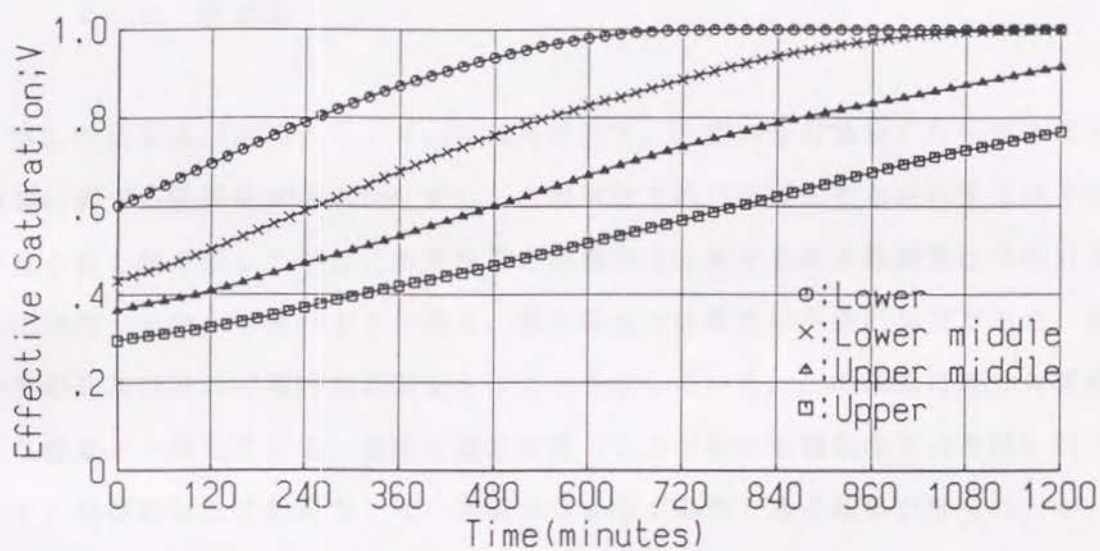


図5.19 U.D.斜面における各部の斜面有効飽和度 (V) の経時変化  
 Fig.5.19 Effective saturation (V) changing in each slope position  
 of U.D. slope.

土層厚はそれより薄い斜面が多い。実際の崩壊は斜面の上部で発生することが多いとされていることを裏付けるものである。

一方、上部に土壌が厚く堆積する場合（U.D. 斜面）については、他と同様に斜面下端部で崩壊が発生する結果（図5.18）が得られたが、 $R/R_{st}$ 値は「2. 3 土層深」の項での1.0mと1.5mの中間的な $R/R_{st}$ 値が得られている。斜面各部位の有効飽和度の時間推移を示した図5.19によると斜面各部位の湿潤程度の順位は降雨期間中も変わらず、斜面下部、中下部、中上部、上部の順に湿潤化する結果が得られている点がL.D. 斜面と対照的である。

## 2. 5 断面型

図5.20に各断面型毎の $R/R_{st}$ の関係を示す。凸型斜面の場合とが小さいほど崩壊に要する降雨量が高いのに対し、凹型斜面ではどの値に左右されずほぼ平衡斜面と同じ値を示しており、凹型斜面の崩壊発生に関する限界降雨量は平衡斜面とほぼ同一と考えて良いようである。複合斜面では両者の中間的な値であり、複合型が凸及び凹の中間的な性質をもつことを示している。この順位は最大勾配の存在位置と一致している。各断面型の位置ごとの初期有効飽和度 $V_{in}$ を図5.21に示す。凹型斜面及び複合型では、初期水分状態が湿潤である結果が得られたが、斜面下端水位を均一としたために、斜面下部の勾配の小さな凹型及びS字型斜面では、飽和域の占める割合が高くなり、大きな $V$ 値となっている。斜面中上部においては、3斜面とも余り大きな差はなく、斜面位置の違いによる水分状態は大きな変化がない。

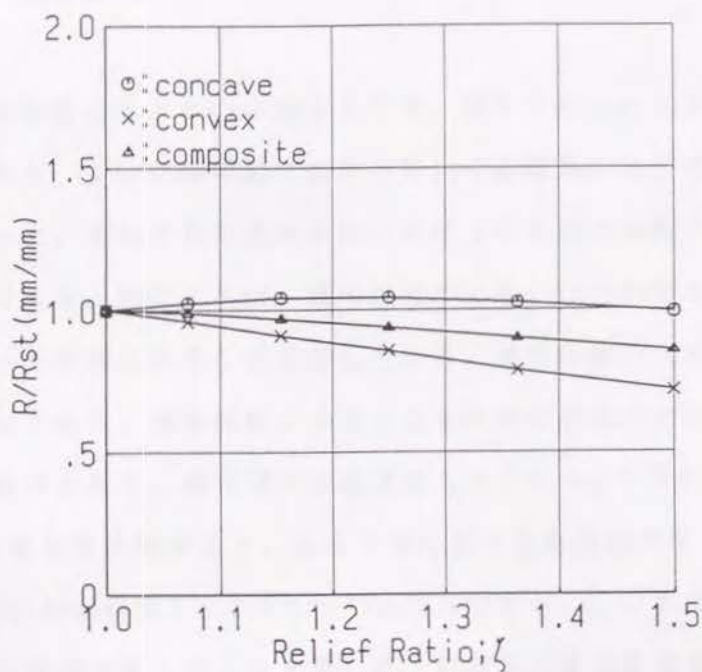


図5.20 各断面型の起伏度 ( $\zeta$ ) と崩壊想定時までの  
累積降雨量比 ( $R/Rst$ ) の関係  
Fig.5.20 Relationship between relief ratio ( $\zeta$ ) and  
ratio of cumulative rainfall ( $R/Rst$ ).

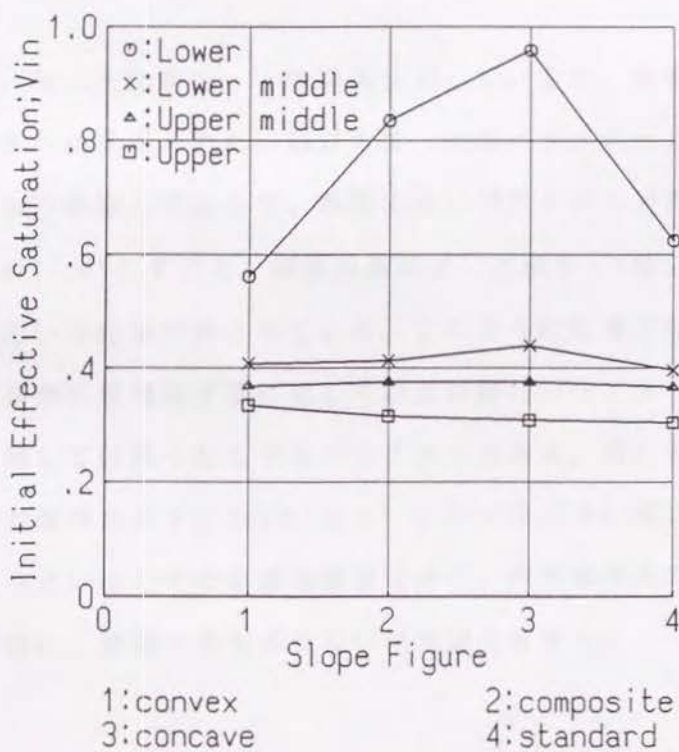


図5.21 各断面型 ( $\zeta=1.5$ の時) の初期斜面有効飽和度 ( $Vin$ )  
Fig.5.21 Relationship between initial effective saturation ( $Vin$ ) and  
ratio of cumulative rainfall ( $R/Rst$ ) when  $\zeta$  is 1.5.



## 2. 6 透水係数

図5.22に透水係数と  $R/R_{st}$  の関係を示す。図から明らかなように、飽和透水係数が小さい方が、少ない降雨量で崩壊が発生する結果が今回の数値実験によって明らかになった。それぞれの透水係数における  $V$  と透水係数との関係を整理したのが図5.23である。図によれば、透水係数が小さいほど初期水分貯留量が大きく、土層が湿った状態にあることを示している。透水係数の大小の違いは初期水分状態に反映しており、透水係数が小さくとも斜面は湿潤な水分状態にあるため不飽和透水係数は大きく、飽和域の成長速度も早くなる。 $4.0 \times 10^{-2} \text{cm}$  と  $2.5 \times 10^{-3} \text{cm}$  の場合を比較すると、斜面下部における有効飽和度で約0.2（水分貯留量換算では約140mm程度）、 $2.5 \times 10^{-3} \text{cm}$  の方が大きい。これは、降雨開始期にすでに140mmの降雨があったことと等しく、初期水分条件の崩壊発生に与える影響が大きいことを示している。

## 2. 7 土質強度

図5.24に  $R/R_{st}$  と粘着力  $c'$  の関係を示しているが、両者に直線的な関係があることが解析の結果得られた。粘着力は、他のパラメータと比較すると、 $R/R_{st}$  値に余り影響しておらず、感度の鈍いパラメータであるといえる。しかし、 $c'$  が  $0.5 \text{kgf/cm}^2$  とすると、標準斜面地形では最小  $F_s$  値が1.004であり、崩壊が生じないという結果が得られている。このように粘着力は崩壊の発生しうる斜面では評価基準の累積降雨量に対して感度の鈍いパラメータであるが、崩壊の発生非発生に関しては強く左右するパラメータである。図5.25に  $R/R_{st}$  と内部摩擦角  $\tan \phi'$  の関係を示す。 $\tan \phi'$  は  $c'$  に比べ  $R/R_{st}$  値に大きく影響を与えており、値が小さいほどその影響は顕著である。内部摩擦角についても粘着力で示されたと同様に、崩壊を発生させない限界値を有する。

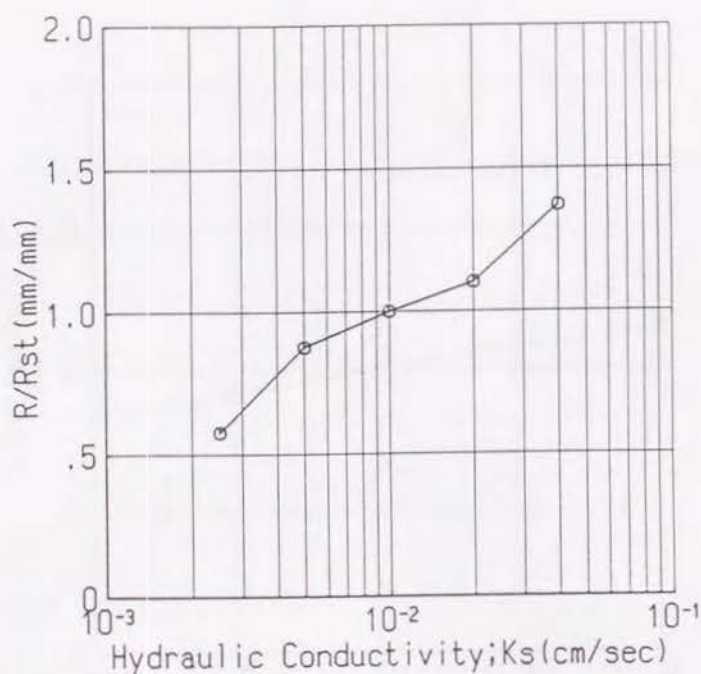


図5.22 飽和透水係数 ( $K_s$ ) と崩壊想定時までの  
累積降雨量比 ( $R/R_{st}$ ) の関係  
Fig. 5.22 Relationship between hydraulic conductivity ( $K_s$ )  
and ratio of cumulative rainfall ( $R/R_{st}$ ).

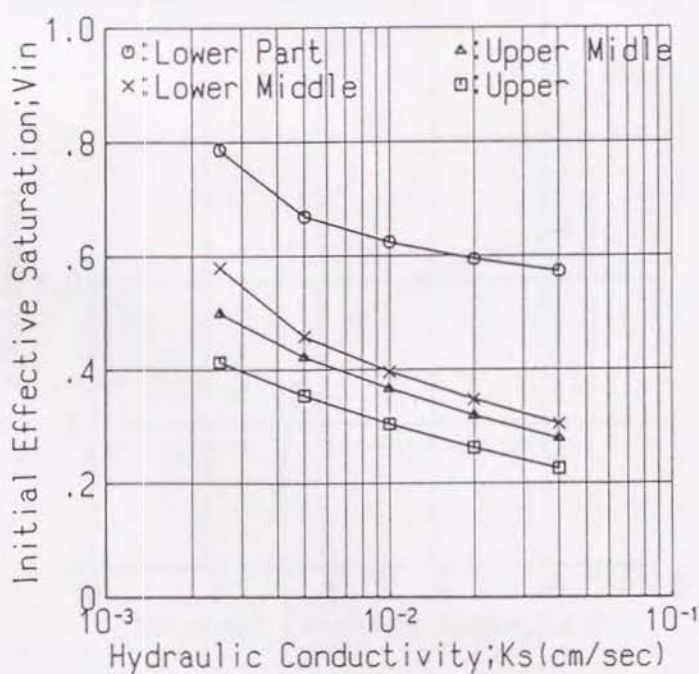


図5.23 飽和透水係数 ( $K_s$ ) と初期斜面有効飽和度 ( $V_{in}$ ) の関係  
Fig. 5.23 Relationship between hydraulic conductivity ( $K_s$ ) and  
initial effective saturation ( $V_{in}$ ).

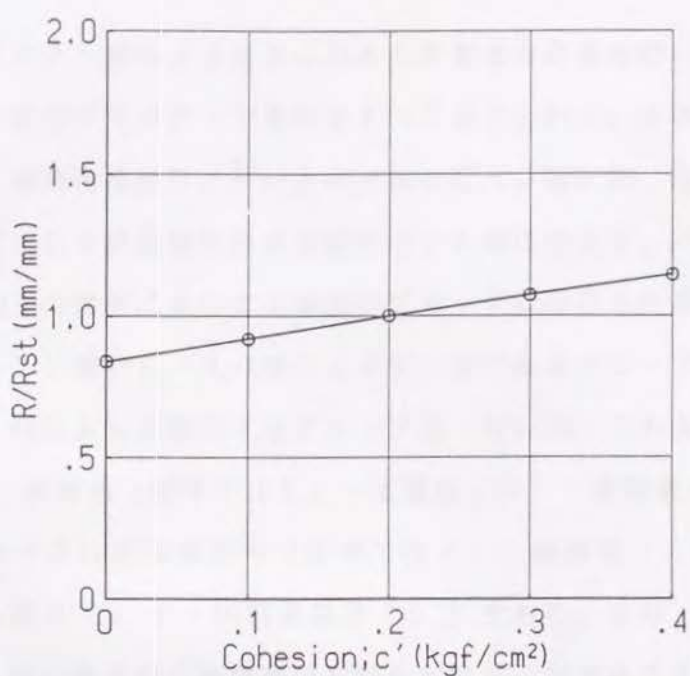


図5.24 粘着力 ( $c'$ ) と崩壊想定時までの累積降雨量比 ( $R/R_{st}$ ) の関係  
 Fig.5.24 Relationship between cohesion ( $c'$ ) and ratio of cumulative rainfall( $R/R_{st}$ ).

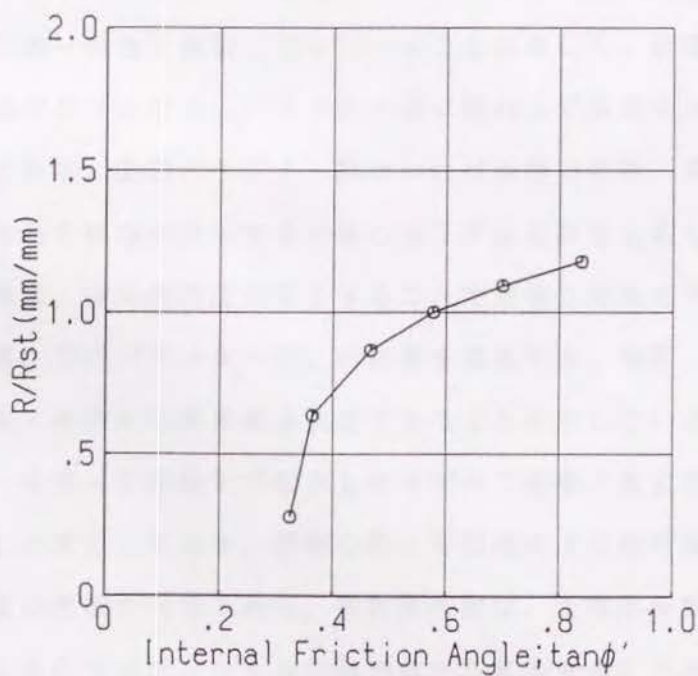


図5.25 内部摩擦角 ( $\tan \phi'$ ) と崩壊想定時までの累積降雨量比 ( $R/R_{st}$ ) の関係  
 Fig.5.25 Relationship between internal friction angle ( $\phi'$ ) and ratio of cumulative rainfall( $R/R_{st}$ ).



### 3. 崩壊時の斜面有効飽和度と $R/R_{st}$ 指標の関係

2. でパラメーター値による崩壊に与える影響度の評価を行い、斜面崩壊時の有効飽和度が一部のパラメーターで意味をもつことにふれた。この項では、斜面有効飽和度  $V$  と累積降雨量比  $R/R_{st}$  との比較を行う。図5.26、図5.27に  $R/R_{st}$  値と崩壊が想定される斜面部位の有効飽和度との関係を示す。パラメーターのうち、 $V$  と  $R/R_{st}$  との関係において2種類のグループに分けられることが図よりわかる。すなわち、 $V$  値が  $R/R_{st}$  値によらず一定であるグループ①（図5.27）と、 $V$  値が  $R/R_{st}$  によって変化するグループ②（図5.28）である。①に含まれるパラメーターは、斜面長（図中では  $L$ ）・土層深（ $D$ ）・飽和透水係数（ $K_s$ ）であり、②のグループは斜面傾斜角（図中では  $\delta$ ）・斜面型（ $SF$ ）・土層厚分布（ $SD$ ）・粘着力（ $c'$ ）・内部摩擦角（ $\phi'$ ）である。また、①のパラメーター群はパラメーター値に関係なく崩壊時の有効飽和度が一定であることから、有効飽和度自体が崩壊の発生・非発生の限界値となることを示している。①のパラメーターのうち、透水係数及び斜面長に関しては、崩壊の想定される部分の  $V$  値が平均的な圧力ポテンシャルの値といわば等価で、同一の有効飽和度値であればパラメーターに関わらず同一の地下水位となっていることに等しく、崩壊を規定するパラメーターが土質強度だけとなり、パラメーター値に関わらず限界の  $V$  値が一定になったためと理解される。②のパラメーター群はいわば崩壊の発生・非発生の有効飽和度の限界値すなわち崩壊が発生するときの地下水位を決定するものである。

以上の結果は、有効飽和度に着目することで崩壊の発生を予測できる可能性があり、その際、①のパラメーター群、の影響を無視でき、地形・土質強度定数のみで崩壊の発生・非発生の限界値を決定できることを示している。個別斜面の実測値パラメーターを使って本論文で提示したモデルで崩壊が想定される時の有効飽和度をあらかじめ算出しておき、豪雨の際に有効飽和度の経時変化を観測すれば、斜面の危険度の把握が可能である。有効飽和度は、土壤水分特性試験とテンシオメーターによる圧力ポテンシャルの観測値から算出することができるため、危険斜面に数点のテンシオメーターを設置しモニターを行うという方法で、避難警戒に利用できる。また、本モデルで計算される斜面の有効飽和度は降雨に対し非線形の応答をすることから、非線形現象の近似が可能であるタンクモデル等の貯留

型モデルでも近似させることが可能と思われる。鈴木ら<sup>82</sup>が示したタンクモデルによる崩壊の予測方法で、本研究で示した有効飽和度を流出量データの代わりに用いればタンクモデルの未知パラメーターを求めることも可能であり、タンクモデルによる崩壊発生予測法の利用が流出量データの得られない地域にまで広げることができよう。

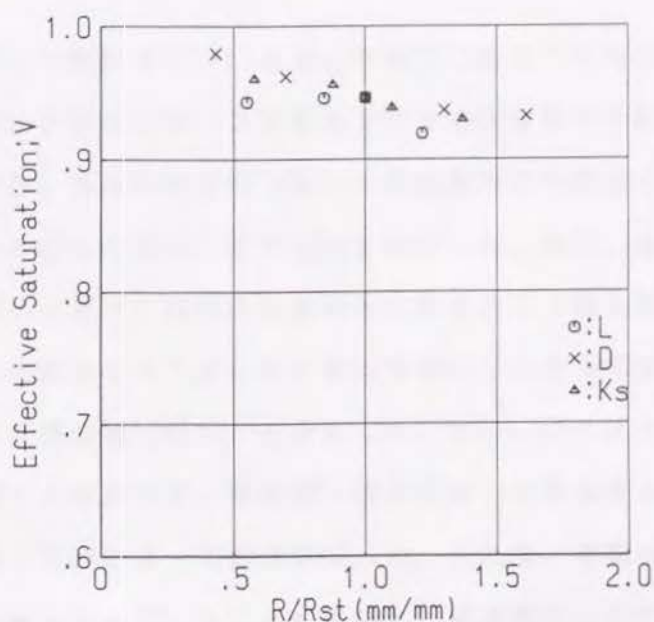


図5.26 崩壊想定時の斜面有効飽和度 (V) と累積降雨量比 ( $R/R_{st}$ ) の関係  
L: 斜面水平長、D: 土層深、Ks: 飽和透水係数

Fig.5.26 Relationship between effective saturation (V) at failure and ratio of cumulative rainfall ( $R/R_{st}$ ). L: horizontal slope length, D: soil depth, Ks: saturated hydraulic conductivity

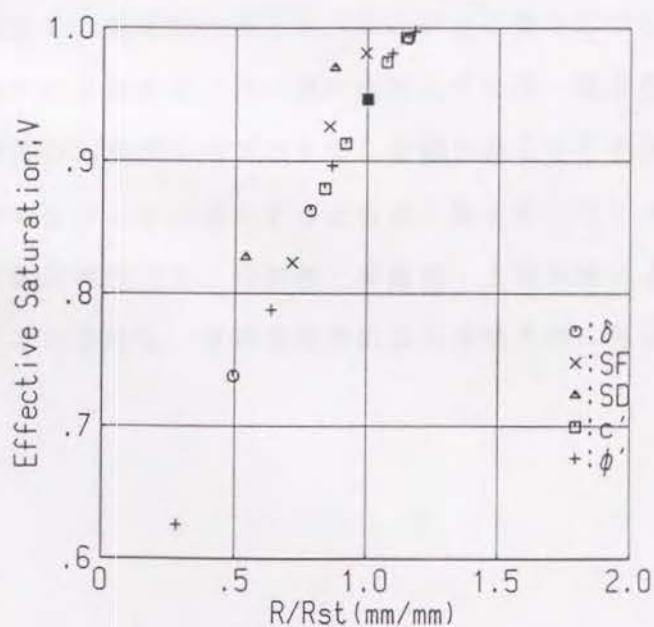


図5.27 崩壊想定時の斜面有効飽和度 (V) と累積降雨量比 ( $R/R_{st}$ ) の関係  
 $\delta$ : 斜面勾配、SF: 斜面型、SD: 最大土層深の位置、 $c'$ : 粘着力、 $\phi'$ : 内部摩擦角  
Fig.5.27 Relationship between effective saturation (V) at failure and ratio of cumulative rainfall ( $R/R_{st}$ ).  $\delta$ : tangential slope angle, SF: slope shape, SD: non-homogeneous soil depth,  $c'$ : cohesion,  $\phi'$ : internal friction angle



### 第3節 まとめ

第3章で提示した解析モデルにより、本章では崩壊に関与する降雨以外の諸要因について感度分析を行った。まず本章で行う感度分析の手法及び評価基準について提示したのち、感度分析を行う際に比較対象間の時間場の同一性を確保することが重要であることを示し、その方法を提示した。次に、感度分析の基本となる標準斜面のパラメーターに既往の災害報告を参考として最も標準的な値を採用し標準値としての代表性を持たせ、第3章の手順にしたがって安全率を算出し崩壊発生時までの累積降雨量 ( $R_{st}$ ) を計算した。次に、パラメーター、斜面傾斜角・斜面長・土層深・土層深分布・断面型・透水係数・土質強度にの感度について、累積降雨量比  $R/R_{st}$  によって評価を行った。この際、初期水分状態が  $R/R_{st}$  値にも大きな影響を与えていることを指摘し、浸透解析における初期条件の設定方法の重要性を改めて示した。感度分析の結果、標準斜面より崩壊しやすいのは、それぞれのパラメーターの標準値に対して、大きな斜面傾斜角、長い斜面長、薄い土層深、不均質な土層深分布、凸あるいはS字型の断面型、低い透水係数、小さな  $c' \cdot \tan \phi'$  値であった。さらに、斜面部位ごとの水分含水状態の無次元指標値である有効飽和度  $V$  の崩壊時の値と  $R/R_{st}$  値との関係について整理し、パラメーター群が、崩壊時の  $V$  値が  $R/R_{st}$  値に関わらずほぼ一定となるグループと、両者に間に線形関係のあるグループの2つに分類されることを示した上で、 $V$  値を崩壊の発生・非発生のしきい値とすると前者に属するパラメーターである斜面長・土層深・透水係数が無視でき、傾斜角・斜面型・土質強度によって限界有効飽和度が決定できることを示し、有効飽和度による崩壊予測に可能性のあることを明らかにした。

## 引用文献

- 1) 芦田和男・江頭信治・青井博志(1986): 豪雨時の山腹崩壊に関する資料解析的研究、京都大学防災研年報、no.29B-2、pp.309-326.
- 2) Simon, D.B. et al.(1978): Mapping of potential landslide areas in terms of slope stability, USDA Forest Service Rocky Mountain Forest Range Experiment Station.
- 3) 沖村孝(1987): 山地斜面崩壊の調査と対策、地質と調査、no.33, pp.22-28.
- 4) 遠藤泰造(1988): 山地斜面の安定度評価とその保全対策、林業試験場北海道支場研究レポート、no.18.
- 5) 渡正亮(1972): 地すべりと崖崩れの現況とその対策、土木学会誌、57-10、pp.17-22.
- 6) 鈴木雅一(1991): 土質強度定数を用いた斜面崩壊発生限界雨量のモデル化、新砂防、vol.43、no.6(173)、pp.3-8.
- 7) 鈴木雅一(1991): 斜面崩壊発生の限界雨量に与える透水係数の影響、平成3年度砂防学会研究発表会概要集、pp.260-263.
- 8) 鈴木雅一・福嶋義宏・武居有恒・小橋澄治(1979): 土砂災害発生の危険雨量、新砂防、vol.110, pp.1-7.

本研究は、豪雨を原因とする表層崩壊を対象として、崩壊発生に至るまでの過程を、飽和不飽和浸透理論と極限平衡法の組み合わせによって解析する方法を示し、そのモデルを用いて崩壊に関与する諸因子の影響について数値実験を通して検討を行ったものである。

第1章では、崩壊災害を未然に防止する際問題となる事柄について整理し、それぞれの問題点に関する既往の研究例を総括した。その際、浸透現象を斜面安定に組み込む崩壊解析モデルが、現実の問題点の解決に有効な手段となりうることを指摘し、この種のモデルについての既往の代表的な研究例について整理した。この結果、飽和不飽和浸透解析と極限平衡法による斜面安定解析モデルの組み合わせが本研究の目的にふさわしいと結論した。しかしながら、既往の飽和不飽和浸透解析と極限平衡法を組み合わせた研究例では、飽和不飽和浸透解析において初期水分条件の設定方法が不合理であり、さらに保水性・透水性などの土壌物理性に対する検討が不十分であること、また、斜面安定解析では、解の精度を左右するスライス数について記載されていないこと、現実の崩壊あるいは崩壊実験等を通して圧力ポテンシャル及びすべり土塊の形状を用いてのモデルの検証がほとんど行われていないことを指摘した。次に、既往の崩壊に関与する因子の感度分析的な研究の総括の中で、因子相互の関与に対する考慮がなされていない点と因子感度を評価する規準の選択において問題のあることを明らかにした。これら既往の研究の総括から、上記に上げた問題点の解決策を示した上で、崩壊関与因子の感度分析を行う本研究の意義を示した。

第2章では、第3・4・5章で用いられることになる、浸透を考慮した斜面の安定解析モデルを提示した。提示したモデルは浸透に関しては有限要素法によるRichards式の数値解法、斜面安定については極限平衡法のうちの簡易Bishop法の2つの基本解析方法から構成されている。この章では、第1章で示した既往の研究例の問題点の解決策として、浸透解析における新たな初期条件の設定方法を示し、浸透解析に必要な土壌物理パラメータについては、種々の実験式との適合性についても検討を行った上で、実験式パラメータの持つ性質及びその決定方法、



不飽和透水性の保水性からの推定方法について検討した。一方、斜面安定解析においては、任意のスライス数の選択を企図し、浸透解析から得られる斜面内土層の圧力ポテンシャル分布を斜面安定解析式に組み込む方法と、不飽和時の土質強度の有効応力式による評価法を示した。

第3章では、第2章で提唱したモデルについて、室内崩壊実験との比較によりその適用性を検討した。崩壊実験に先立ち、模型斜面についてこれまでの報告を参考にその大きさ、形状等について検討を加えるとともに、使用する間隙水圧計（テンシオメーター）に関して、崩土の運動への影響を最小にすることならびに土層の圧力ポテンシャル変動へのレスポンスに配慮し、小型で高感度な間隙水圧計を新たに考案した。崩壊実験は土層深度と土層深分布を変えた合計7斜面に対し、人工降雨を斜面上に与えることによって行った。一連の実験の結果、一番深度の浅い20cm深を除く実験において明瞭な崩壊が生じたこと、土層深度と崩壊発生に至るまでの時間に線形関係があること、崩壊時に過剰な間隙水圧が発生していること、また土層深が厚いほど過剰間隙水圧もまた大きいことなどが観測された。同様の斜面モデルによる数値実験との比較では、間隙水圧の経時変化については降雨期間中の間隙水圧値に変動の様子に違いが得られたものの、崩壊の発生する時刻における斜面部での間隙水圧の値は良く一致しており、また、この浸透解析の結果得られた斜面水分状態から斜面安定解析によって求められた崩壊発生（斜面安全率が1.0となる）時刻も室内実験とほぼ一致していた。さらに、斜面内に設置した間隙水圧計の崩壊前後の移動量から崩土の移動ベクトルを求めた結果、数値実験により得られた臨界円は現実の崩土と良く一致しており、本モデルの有効性が確認された。

第4章では、数値実験によって降雨条件及び初期水分条件が崩壊に与える影響について検討を加えた。その結果、崩壊に至るまでの累積降雨量は降雨強度に関わらず一定であり、降雨停止から最小安全率となるまでの遅れ時間は降雨強度が大きいほど長い等の知見が得られた。斜面安全率と水分量の関係を検討したところ、降雨中と降雨後では同じ貯留量の時、降雨後の方が安全率が小さい結果が得られ、水の存在位置の違いが原因と推察された。流域からの流出量が得られれば、本モデルによって崩壊が発生する累積降雨量を算出できることを示した。

第5章では崩壊に関与する降雨以外の諸要因について感度分析を行った。まず

感度分析の手法を提示した後、対象パラメーター斜面の崩壊発生時までの累積降雨量と基準斜面との累積降雨量の比 ( $R/R_{st}$ ) によって各パラメーターの崩壊に与える影響について評価を行った。その際、初期水分状態が崩壊発生までの累積降雨量に大きな影響を与えていることを指摘し、初期条件の設定方法の重要性について改めて示した。さらに、斜面部位ごとの水分含水状態の指標値である有効飽和度  $V$  と  $R/R_{st}$  値との関係について整理し、崩壊に関与するパラメーター群が、2つに分類されることを示した上で、傾斜角・斜面型・土質強度によって限界有効飽和度が決定できることを示し、有効飽和度による崩壊予測に可能性のあることを明らかにした。

本研究で提示した手法は計算量が比較的多く、現時点では計算機能力の限界からリアルタイムの危険判定には適さないが、近年の計算機速度の上昇を考慮すれば近い将来の実現性もありうると考える。しかし現時点でも、本研究で得られた諸因子の特性は危険斜面の抽出の際の判断材料となり、また、危険であるとして抽出された斜面に対して現地調査を行い本モデルの入力値を得られれば、限界累積降雨量の算出が可能である。あるいはまた、本モデルによって限界有効飽和度を算出し降雨と有効飽和度の応答を他の簡単なモデルで置き換え単純化をはかれば、リアルタイムの崩壊予測が可能となり現地への適応の可能性があると考える。

## 謝 辞

本研究を進めるにあたり多くの方々からのご指導ならびにご協力を頂いている。

京都大学農学部林学科砂防学研究室の小橋澄治教授、ならびに水山高久助教授には、終始懇切なるご指導を賜った。また、武居有恒京都大学名誉教授、名古屋大学の福嶋義宏教授ならびに農林水産省森林総合研究所の谷誠博士には、暖かい励ましの言葉を頂いた。

東京大学生産技術研究所第5部の虫明功臣教授には、国内留学期間中において、土壌物理性ならびに浸透に関し、懇切なる指導を頂いた。また、虫明研究室の小池雅洋、弘中貞之の両氏には、第2章における土壌物理性のデータ測定に関してご厚誼を賜るとともに、同研究室の諸氏とは有意義な討論を重ねさせて頂いた。科学技術庁防災科学技術研究所の森脇寛気象防災研究室長には、実験施設の利用に対しご厚誼を賜るとともに、有益なご助言を頂いた。西日本工大の岩元賢博士（元農林水産省森林総合研究所）には、研究の方向づけをご指導頂いた。

東興建設の堀江保夫氏（元農林水産省森林総合研究所）には研究環境面でご高配を頂いた。また、農林水産省森林総合研究所の北原曜博士、落合博貴博士ならびに大倉陽一氏には、第3章の崩壊実験に際し多大なご協力を頂いた。同研究所の坪山良夫氏には、本研究の端緒より、浸透に関し有意義な討論と助言を頂くとともに、解析にあたって多大なご協力を頂いた。

これらの全ての方々に深甚なる感謝の意を表します。